



طراحی سازه‌های فولادی ۲

مدرس: دکتر شهاب‌الدین حاتمی

طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا

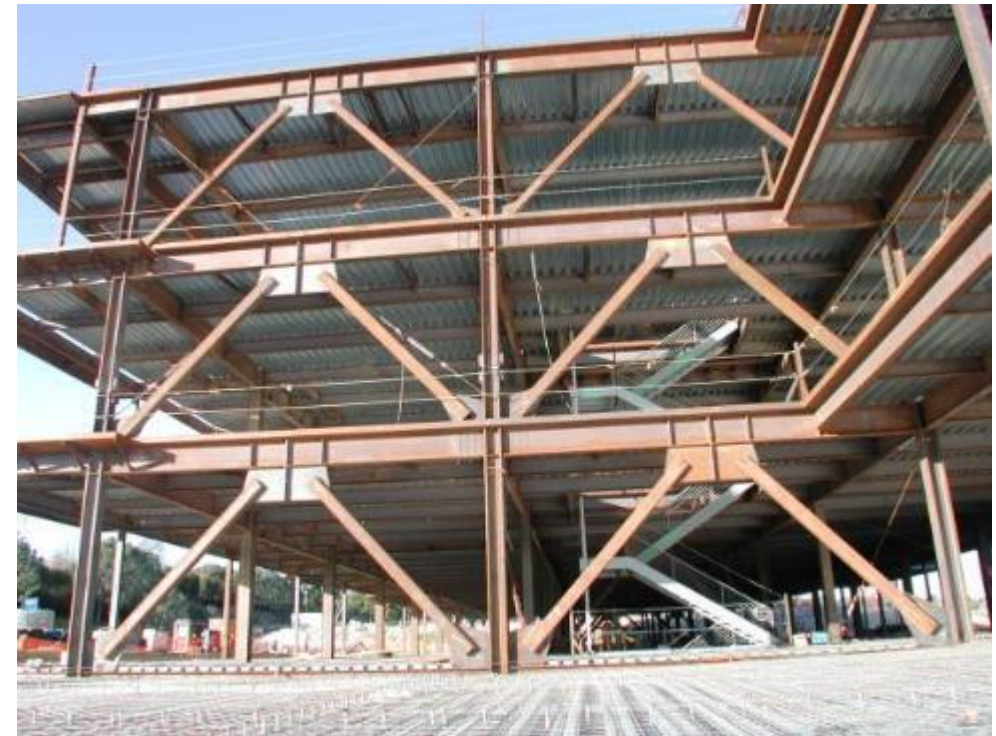
نمونه های قاب مهاربندی شده همگرا



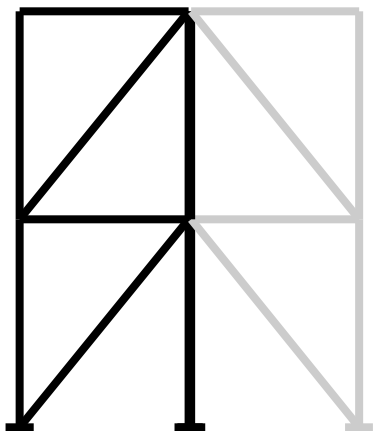
نمونه های قاب مهاربندی شده همگرا



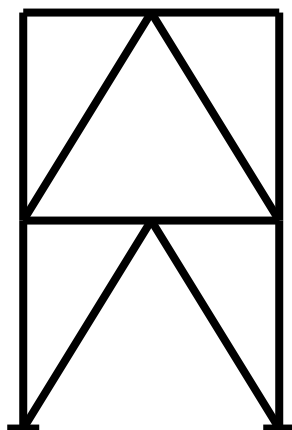
برج میلنیوم تهران در حین اجرا



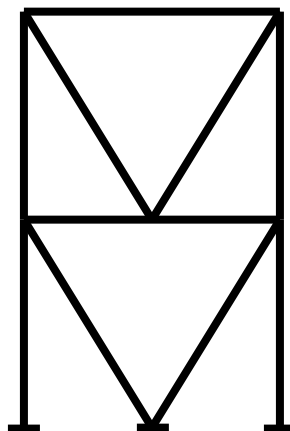
انواع مهاربند همگرا از نظر هندسه



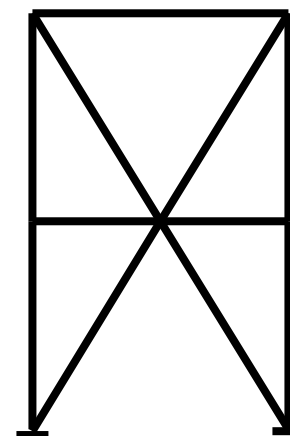
مهاربند قطری



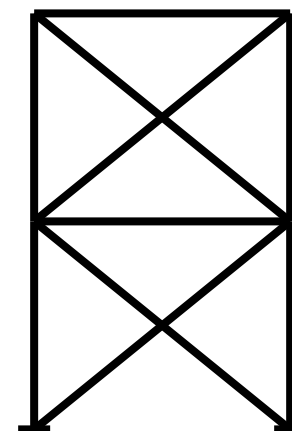
مهاربند ۸



مهاربند ۷



مهاربند ضربدری دو طبقه
(ترکیب ۷ و ۸ در ارتفاع)



مهاربند ضربدری

مزایای قاب مهاربندی شده همگرا

از نظر سازه‌ای:

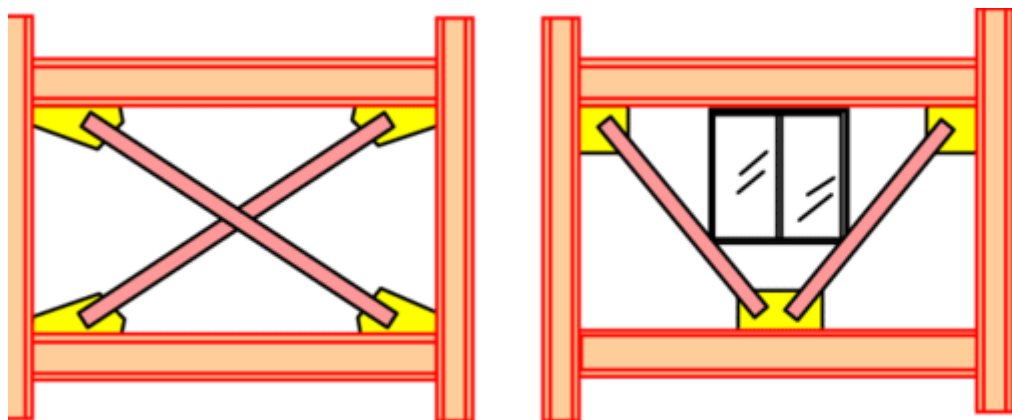
- ظرفیت باربری الاستیک زیاد
- سختی زیاد سازه در مقایسه با قاب خمشی
- اثرات کم $P-\Delta$
- سهولت نسبی اجرا در مقایسه با قاب خمشی



ملاحظات قاب‌های مهاربندی شده همگرا

از نظر معماری:

- محدودیت تعبیه بازشو در دهانه های مهاربندی شده



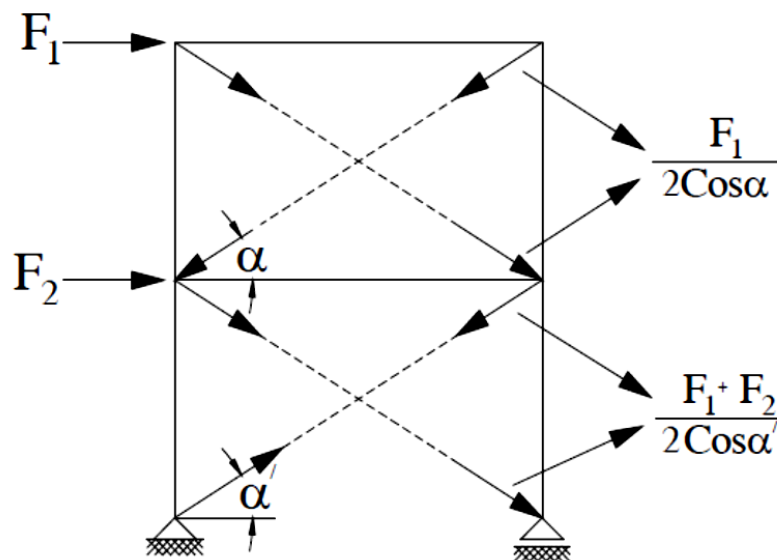
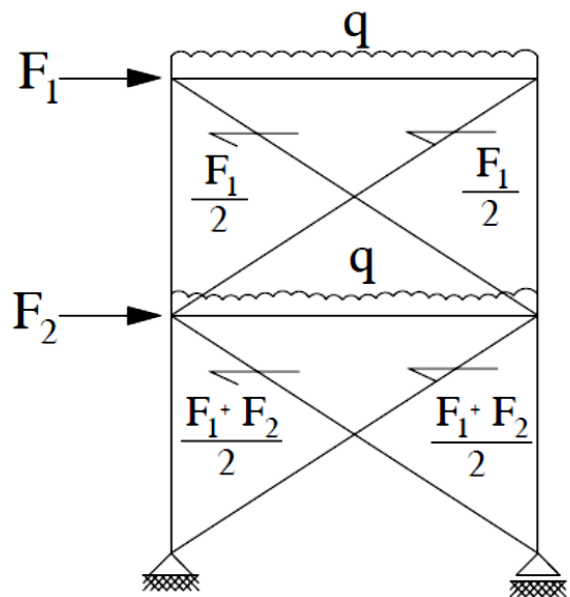
Ref: CYCLIC TESTS OF STEEL SHEAR WALLS

از نظر سازه‌ای:

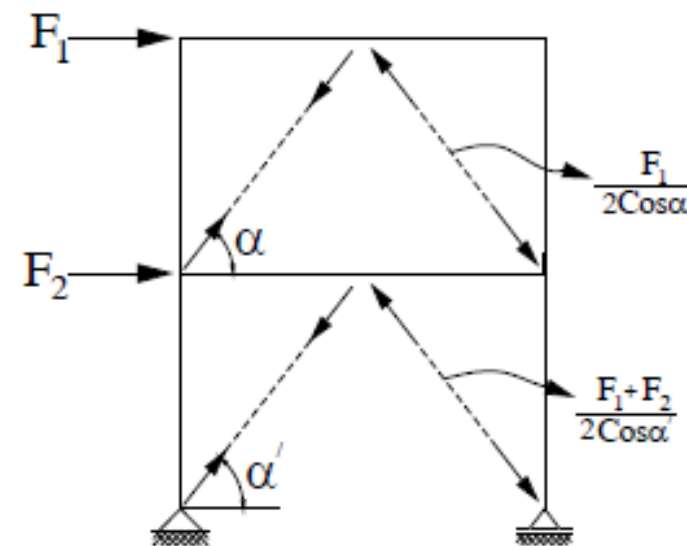
- تمرکز شکل پذیری در مهاربندها
- نامعینی محدود سازه
- عدم مشارکت بسیاری از اعضاء در باربری جانبی
- حساسیت به نحوه عملکرد دیافراگم های کف
- نیروی محوری قابل توجه در ستون های اطراف مهاربندها
- وقوع پیچش قابل توجه در سازه در صورت عدم توزیع متقارن مهاربندها
- اثرات قابل توجه نیروها در کف ستون ها و پی ها و بلندشدگی در محدوده مهاربندها

تعیین نیروی محوری مهاربند در محدوده رفتار الاستیک

تحلیل تقریبی الاستیک قاب تحت بارهای افقی زلزله و تعیین نیروهای محوری طراحی مهاربند:

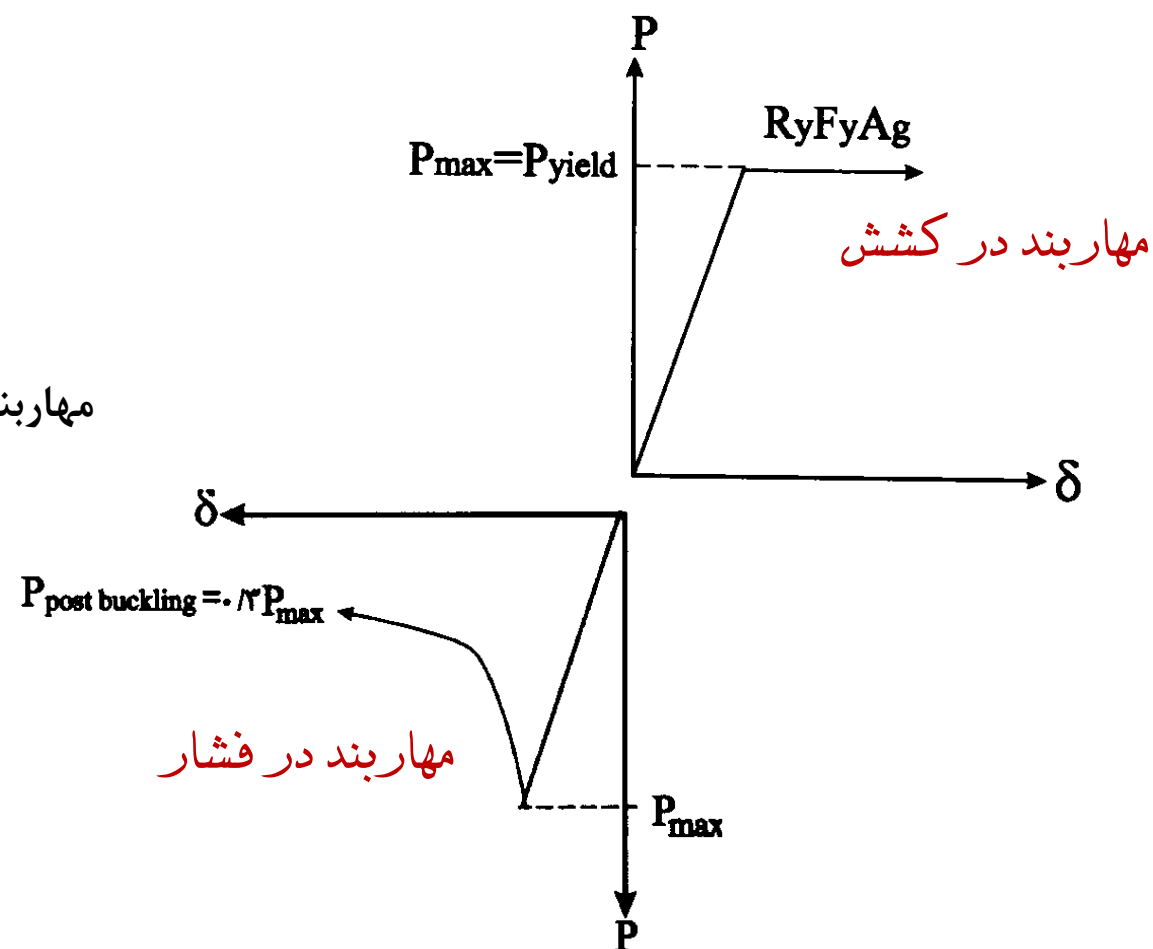
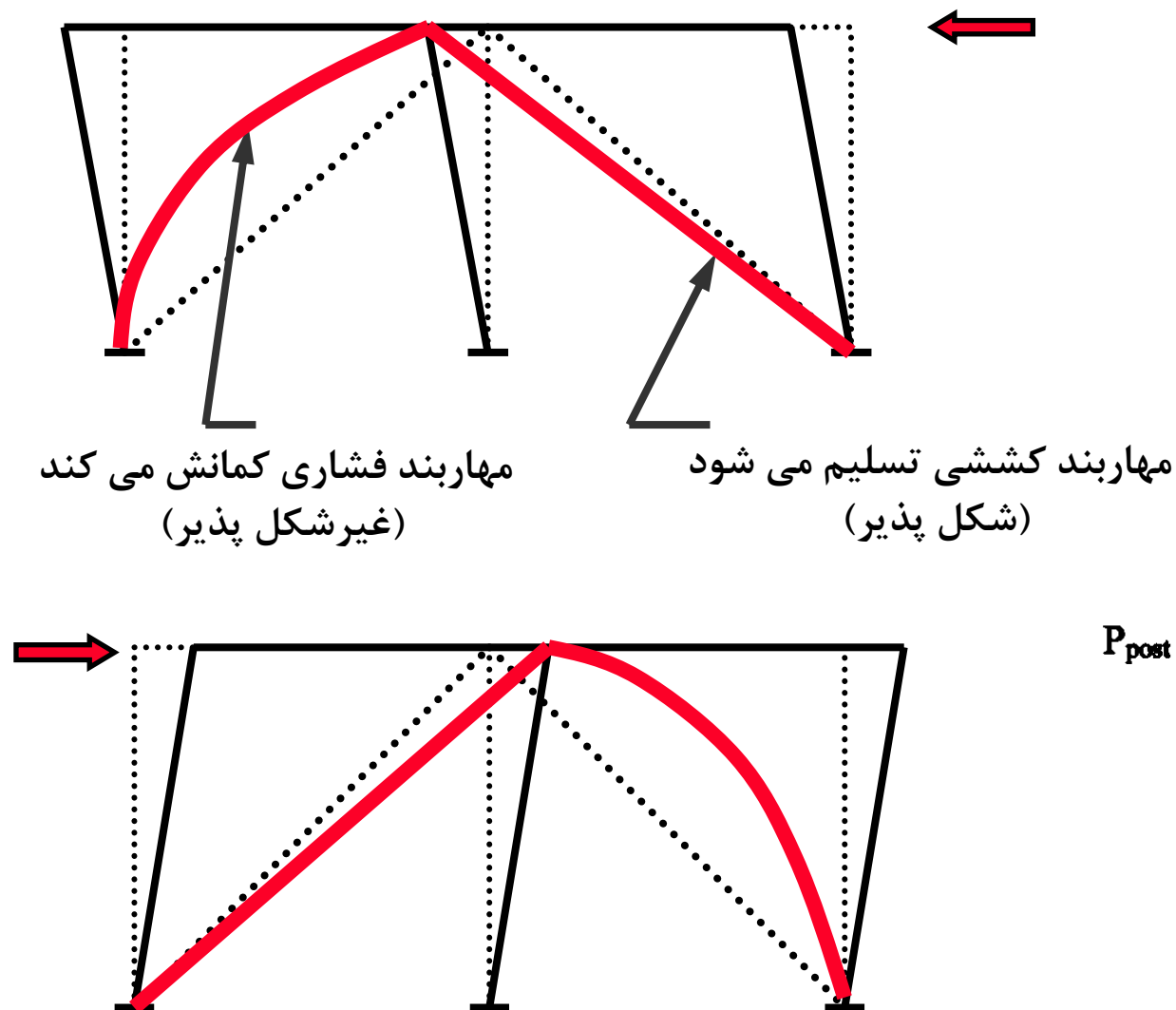


مهاربند ضربدری



مهاربند ۸

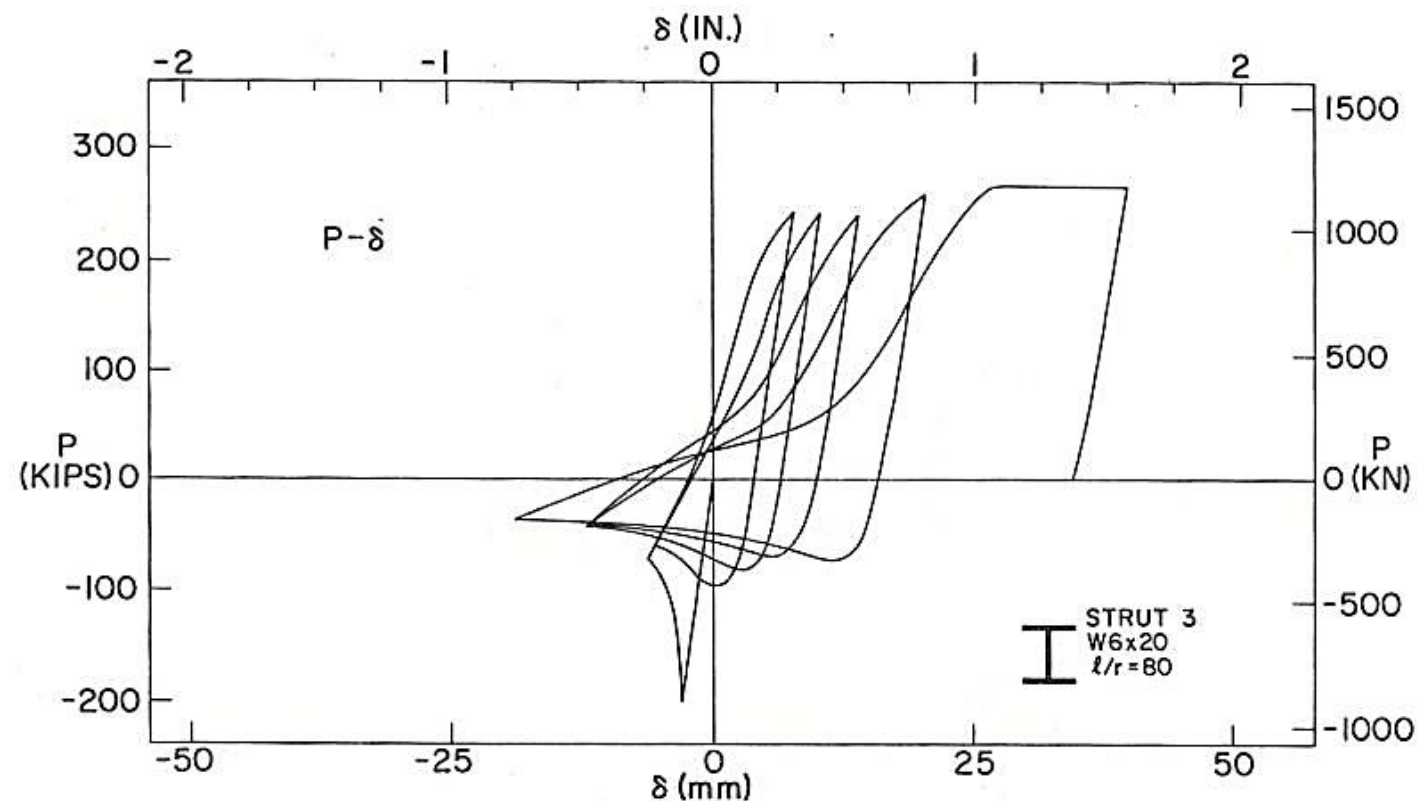
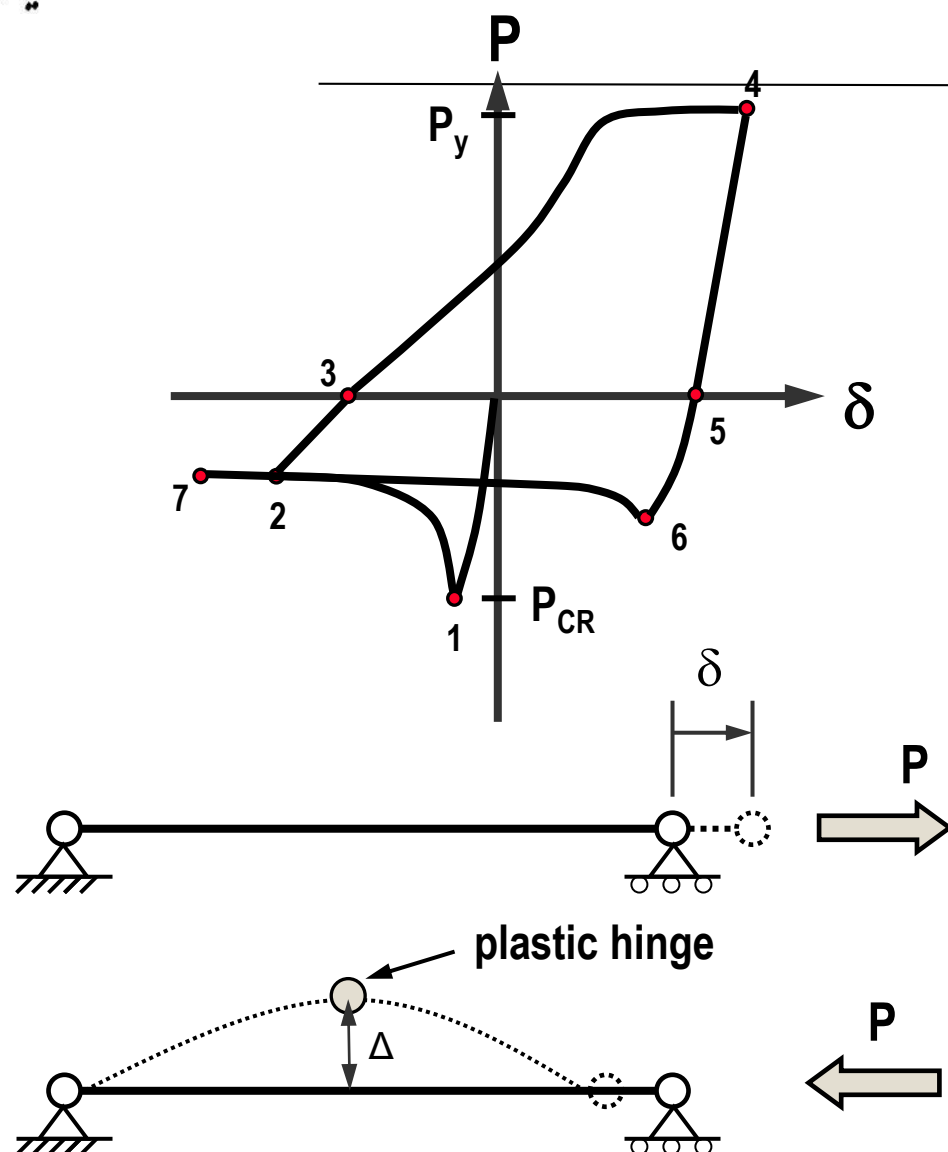
رفتار غیرارتجاعی مهاربند همگرا تحت زلزله



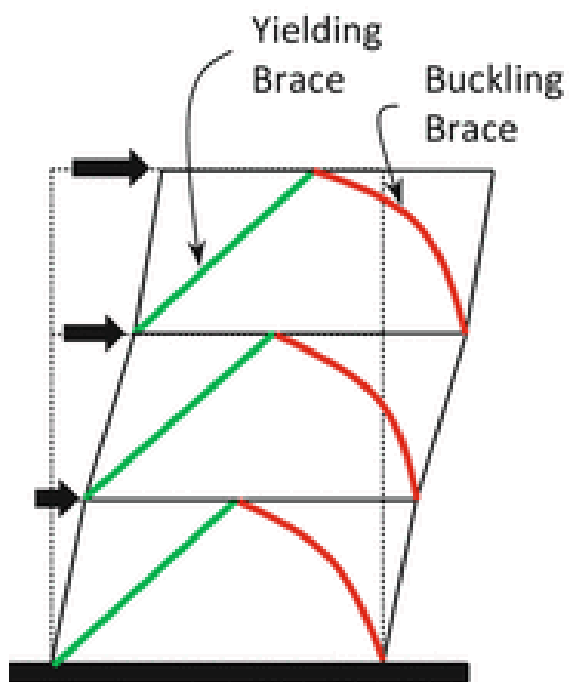
رفتار غیرارتجاعی مهاربند همگرا تحت زلزله



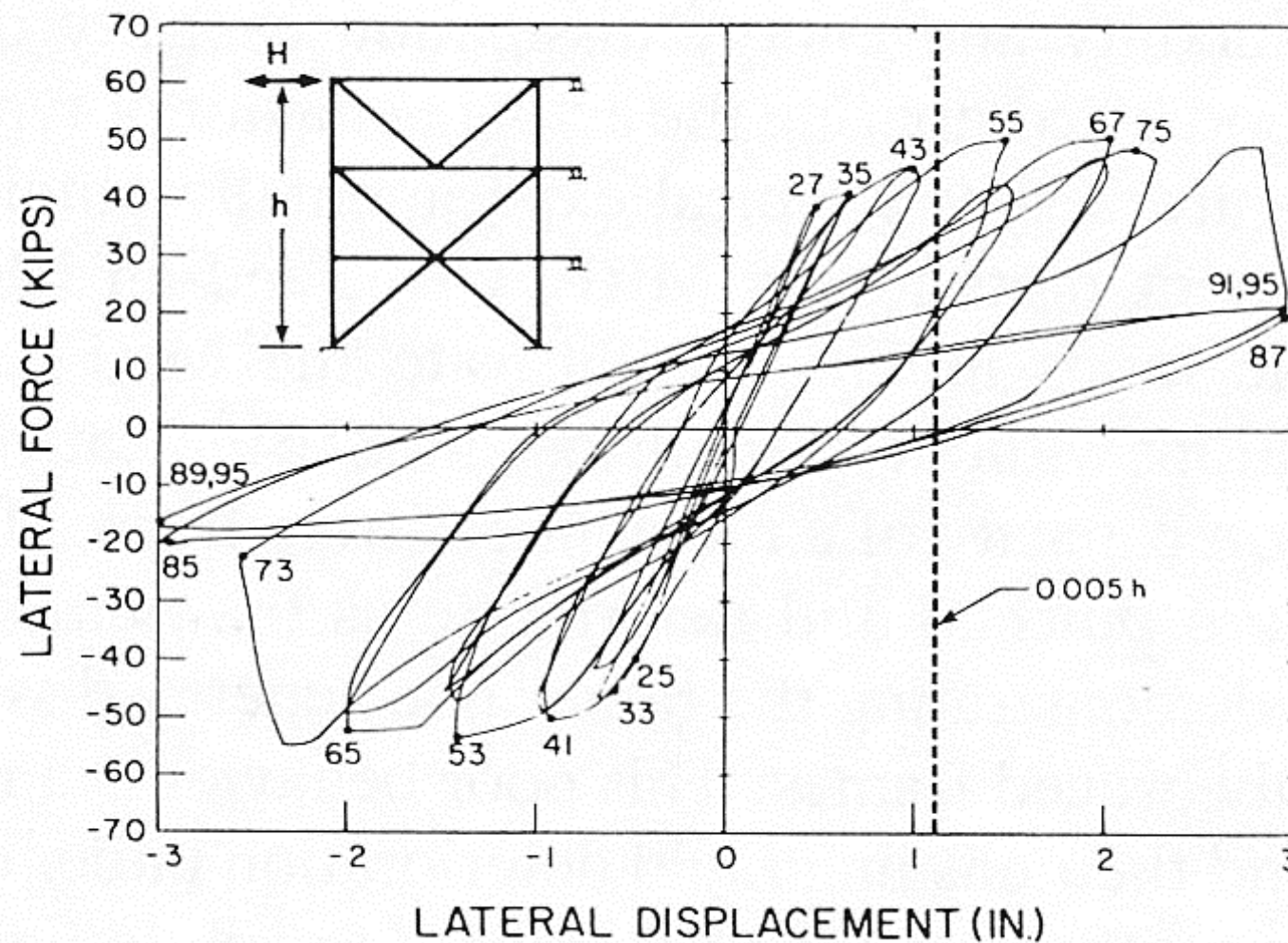
رفتار تک مهاربند تحت بار رفت و برگشتی



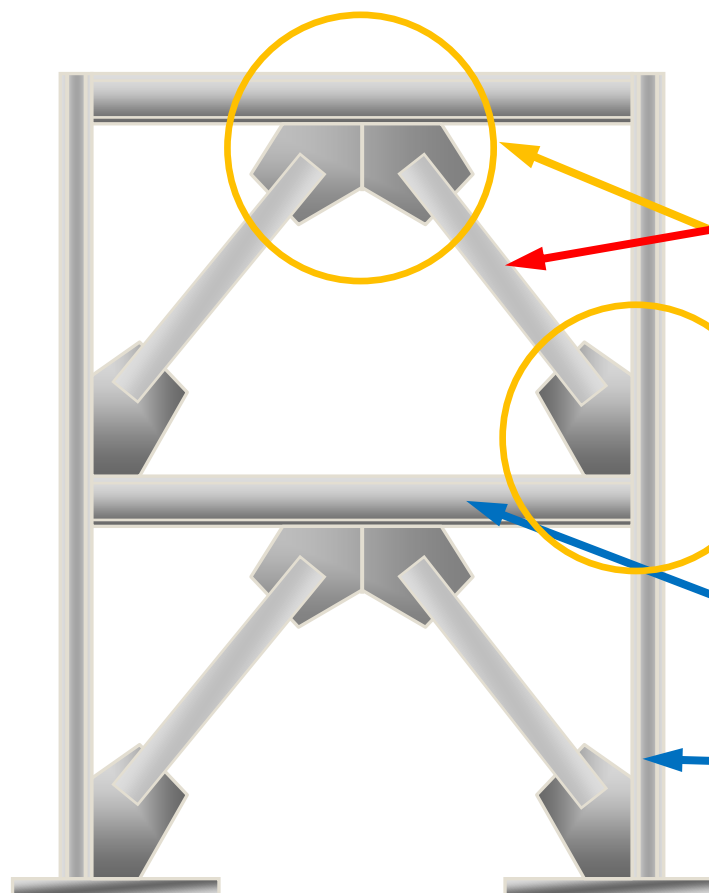
رفتار قاب مهاربندی تحت بار رفت و برگشتی



Encyclopedia of Earthquake Engineering



فلسفه طراحی شکل‌پذیر قاب مهاربندی همگرا



طراحی مهاربندها (فیوز):

- براساس نیروهای جانبی بدست آمده از آیین‌نامه زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)

طراحی اتصالات:

- براساس حداکثر نیروی اعمالی از طرف مهاربندها و سازگاری با کمانش مهاربند

طراحی سایر اعضا:

- طراحی تیرها، ستونها، وصله ستونها براساس حداکثر نیروی اعمالی از طرف مهاربندها همراه با بارهای ثقلی



انواع قاب های مهاربندی شده همگرا از نظر شکل پذیری

قاب مهاربندی همگرای ویژه (SCBF): دارای شکل پذیری زیاد و $R_u = 5.5$

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها از مهاربندی‌ها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح، تغییر شکل‌های فرار ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرار ارتجاعی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. از این روی پیکربندی و طراحی مهاربندی و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها بر آیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب، عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.



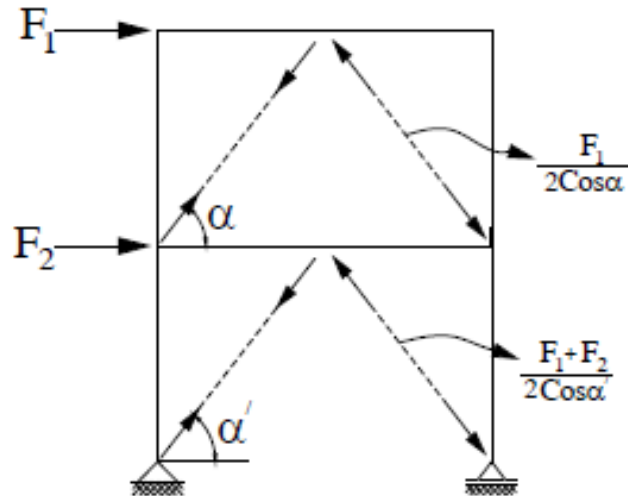
انواع قاب های مهاربندی شده همگرا از نظر شکل پذیری

قاب مهاربندی همگرای معمولی (OCBF): دارای شکل پذیری کم و $R_u = 3.5$

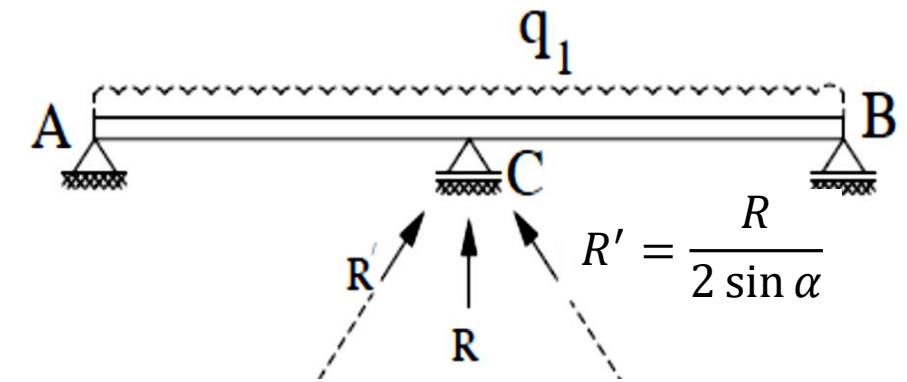
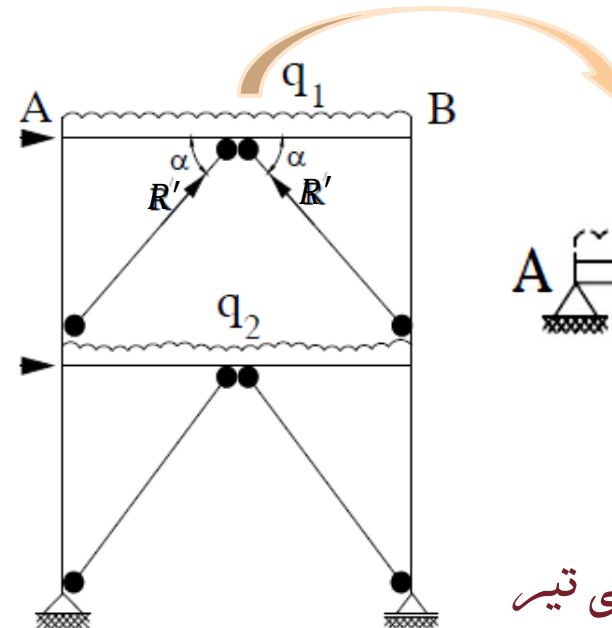
قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، تحت اثر زلزله طرح می‌رود.

(بند ۱۰-۳-۱۰ مبحث دهم)

سهم مهاربند ۷ و ۸ از بار ثقلی تیر



سهم مهاربند از بار جانبی قاب



سهم مهاربند از بار ثقلی تیر

- مهاربندهای ۷ و ۸ از نیروهای حاصل از ترکیب بارهای ثقلی مانند یک تکیه گاه میانی سهم می برند.

- تیرهای دهانه‌های مهاربندی ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.

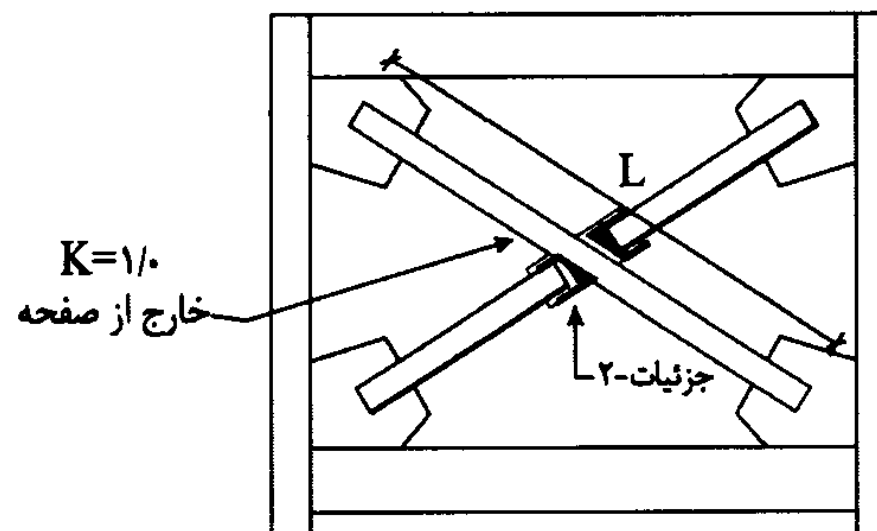
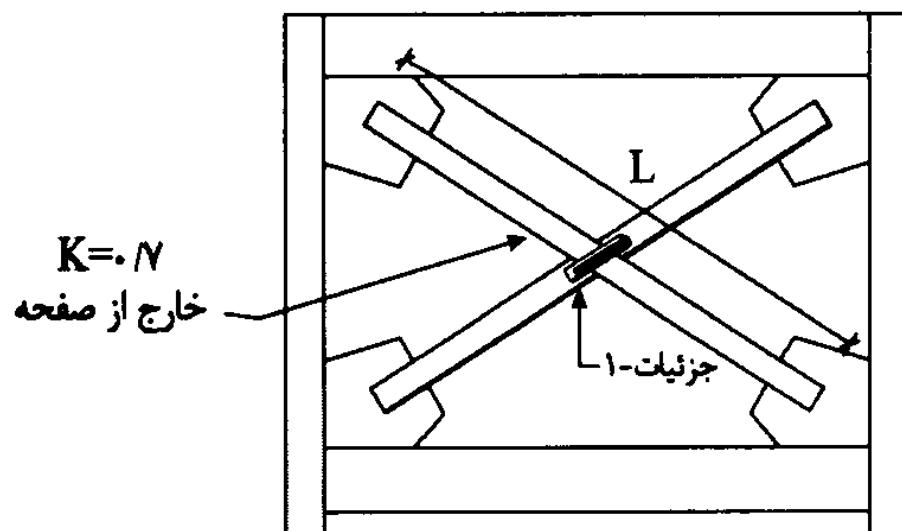
منبع شکل: جهاد دانشگاهی
خوزستان - دکتر نوید سیاه پلو

(بند ۱۰-۳-۱۰-۲ و ۱۰-۳-۱۱-۱ مبحث دهم)

ضریب طول موثر برای تعیین ظرفیت فشاری مهاربند

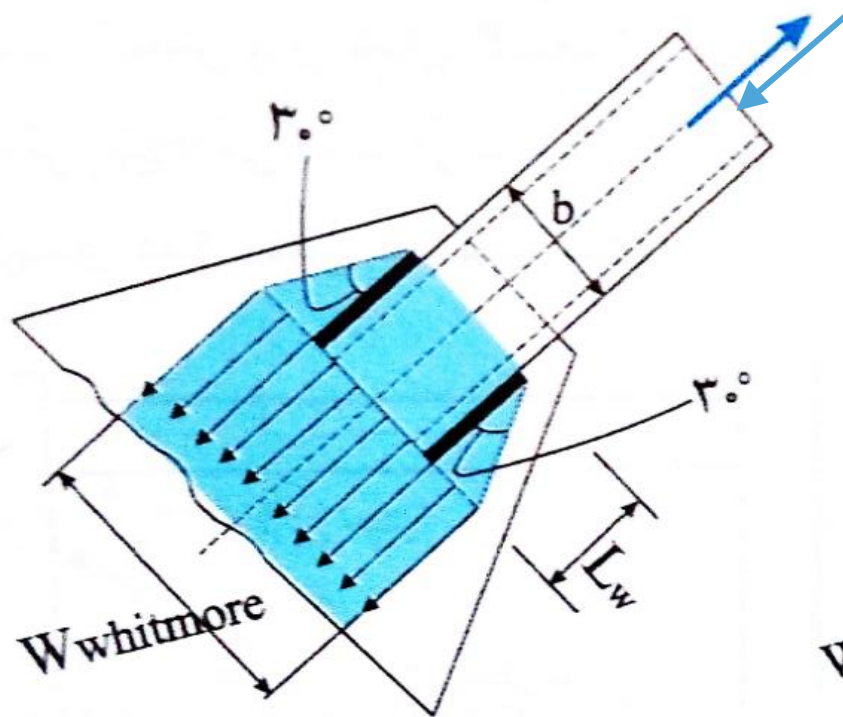
ضریب طول موثر برای کمانش درون صفحه و برون صفحه انواع مهاربند همگرا به استثنای مهاربند ضربدری، برابر ۱ فرض می شود.

ضریب طول موثر برای کمانش درون صفحه مهاربند ضربدری، برابر ۰/۵ و برای کمانش خارج صفحه مطابق شکل های زیر فرض می شود.

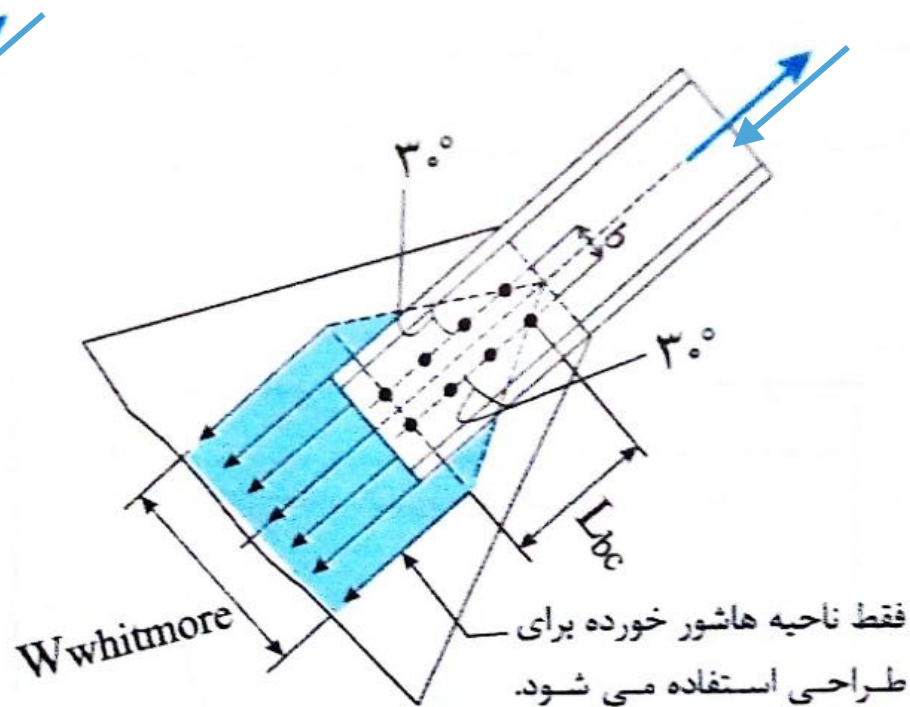


عرض ویتمور برای تعیین ظرفیت فشاری یا کششی ورق اتصال

عرض مقطع ویتمور: به عنوان بخشی از ورق اتصال که تحت کشش و فشار موثر عمل می‌کند

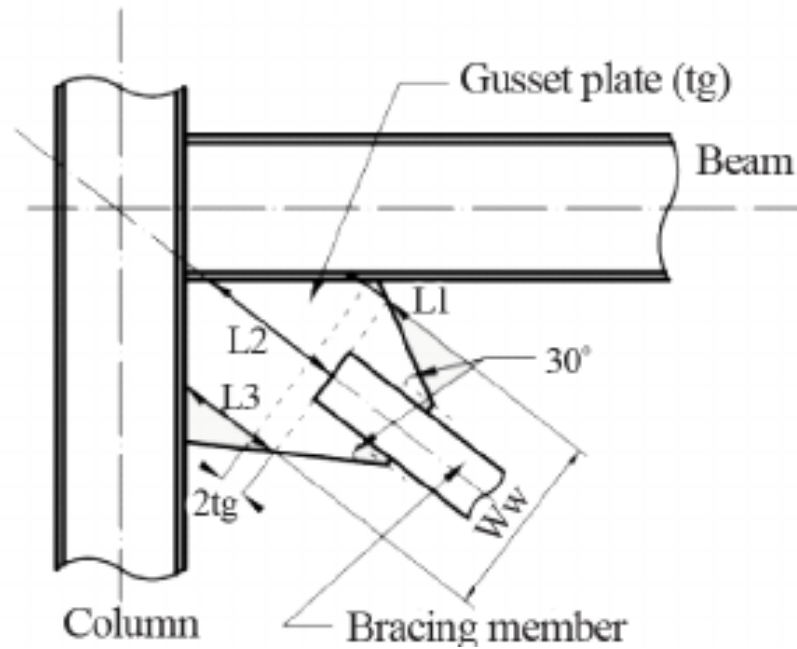


$$w_w = b + 2L_w \tan 30^\circ$$



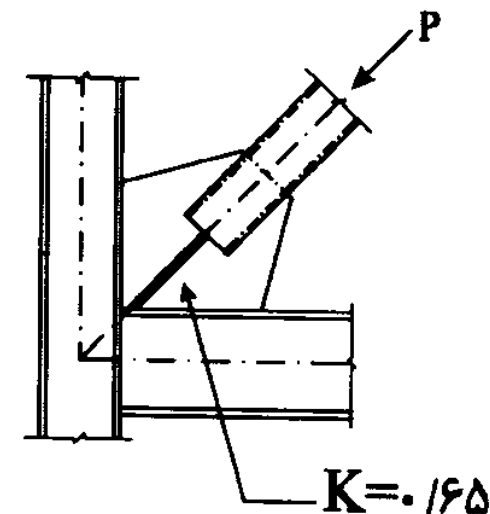
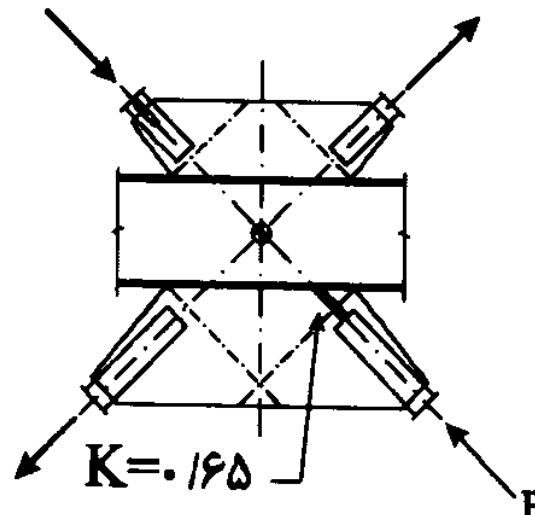
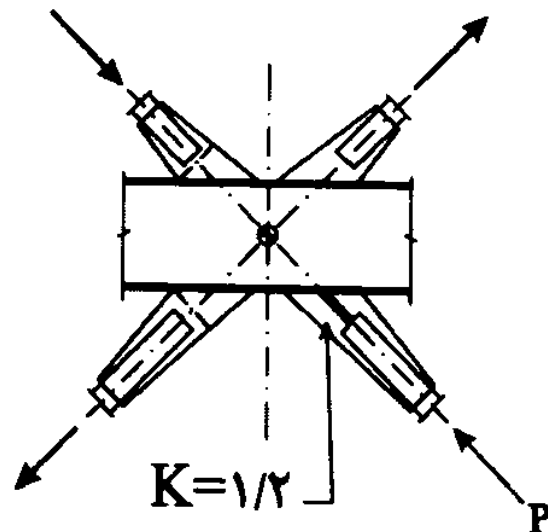
$$w_w = b + 2L_{bc} \tan 30^\circ$$

طول مؤثر ورق برای تعیین ظرفیت فشاری ورق



$$L = L_2 \text{ or Avg } (L_1, L_2, L_3)$$

طول معادل برای
کمانش ورق اتصال:

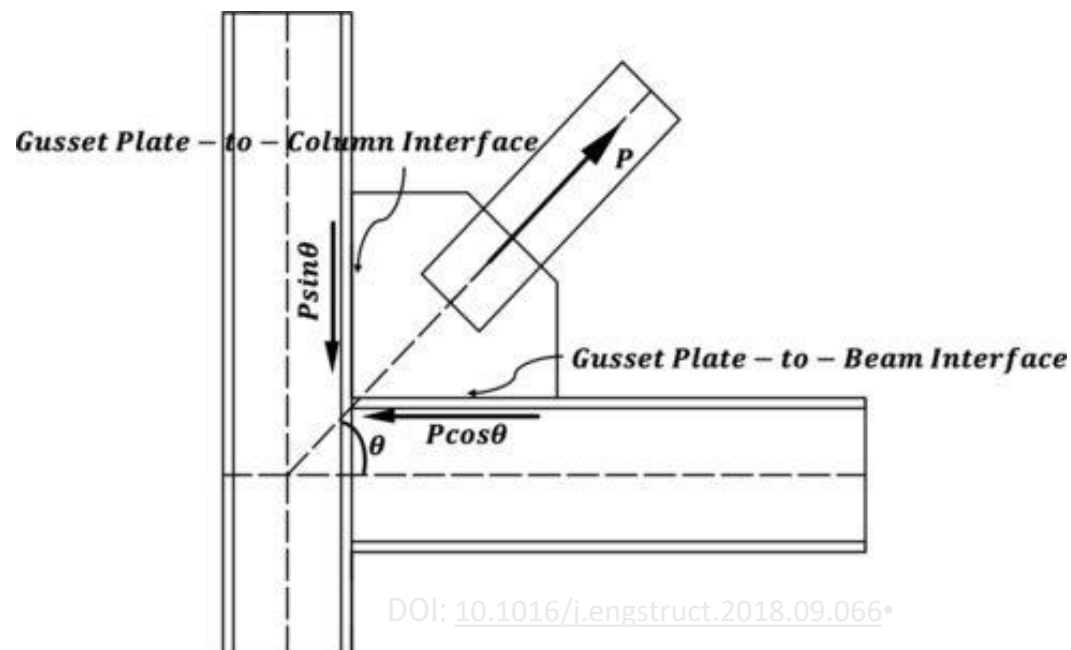


ضریب طول مؤثر:

تعیین نیروی وارد از ورق اتصال به تیر و ستون

برای طراحی جوش یا پیچ اتصال ورق به تیر یا ستون و نیز طراحی اتصال تیر به ستون، لازم است نحوه انتقال نیروی مهاربند از طریق ورق اتصال به تیر و ستون مشخص شود.

توزیع واقعی این نیرو از پیچیدگی برخوردار است، لذا محققین روشهایی محاسباتی برای این توزیع ارائه کرده اند.



روش نیروی مرکزی:

این روش حدود نیم قرن قدمت دارد و فرض می کند مولفه افقی نیروی مهاربند به تیر و مولفه قائم آن به ستون می رسد. این روش بسیار ساده است اما از دقت خوبی برخوردار نیست.

تعیین نیروی وارد از ورق اتصال به تیر و ستون

روش نیروی یکنواخت:

این روش در سال ۱۹۹۲ وارد راهنمای آیین نامه AISC شد و از دقت خوبی برای توزیع نیروها برخوردار است، لیکن گاهی منجر به ابعاد عجیب یا بزرگ برای ورق اتصال می شود.

$$V_c + V_b = V$$

$$H_c + H_b = H$$

با تعیین ابعاد ورق، بگونه ای که در رابطه زیر صادق باشند:

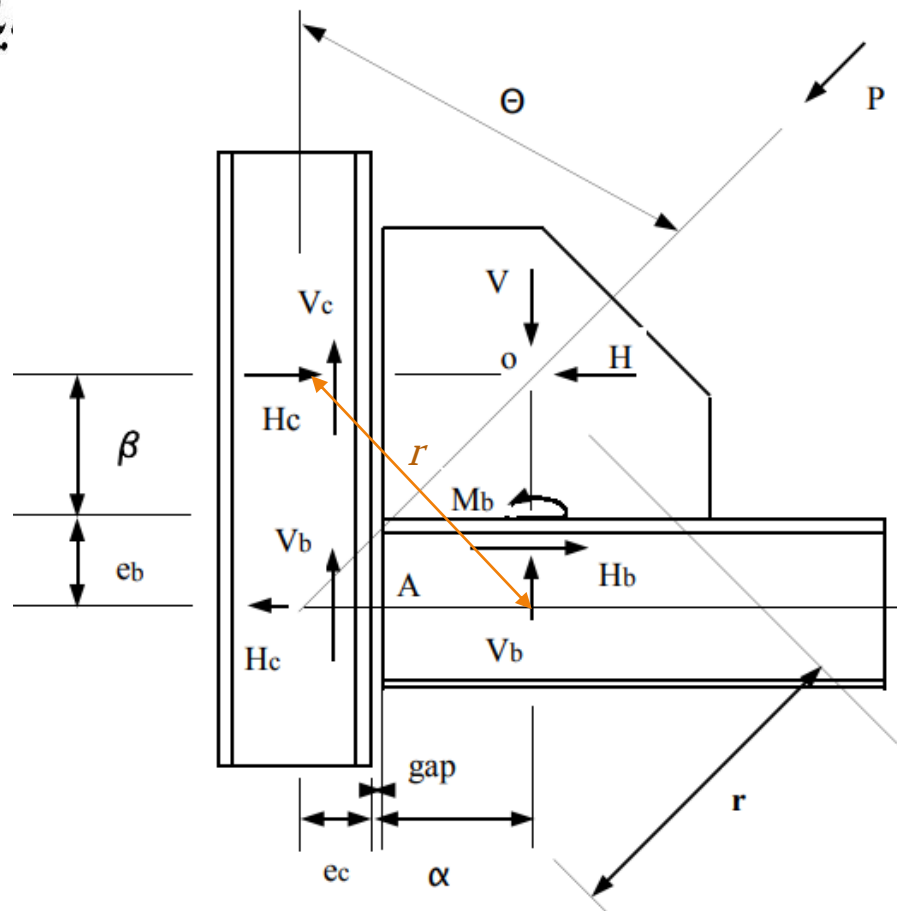
$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c \rightarrow M_b = 0$$

اتصال فاقد گشتاور در محل اتصال ورق به تیر و ستون می باشد و نیروهای قائم و افقی اتصال برابرند با:

$$V_c = \left(\frac{\beta}{r}\right) P, \quad V_b = \left(\frac{e_b}{r}\right) P$$

$$H_c = \left(\frac{e_c}{r}\right) P, \quad H_b = \left(\frac{\alpha}{r}\right) P$$

$$r = \sqrt{(e_c + \alpha)^2 + (e_b + \beta)^2}$$



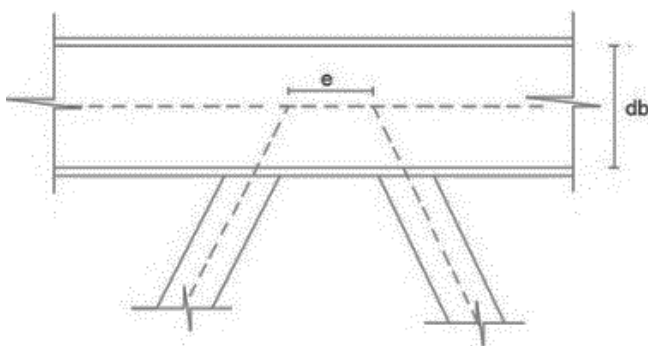
α و β : به ترتیب فاصله نقاط اثر برآیند نیروهای وارد به تیر و ستون تا بر عضو (نقاط اثر برآیند نیروها را می توان در نصف طول ناحیه اتصال فرض نمود).
 e_c و e_b : به ترتیب نصف عمق تیر و ستون

الزامات دهانه‌های مهاربندی



- تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و ۸) **مجاز نیست**. (لذا استفاده از تیرهای لانه‌زنبوری در دهانه‌های مهاربندی ممنوع است).

(بند ۱۰-۳-۱۰ و ۱۰-۱۱-۳-۱۰ مبحث دهم)



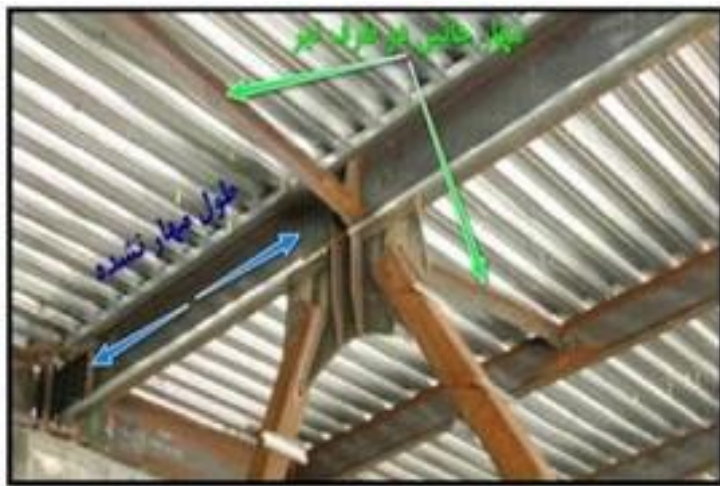
- مهاربندی‌های ۷ و ۸ که در محل اتصال به تیر، خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر دارند، همگرا محسوب می‌شوند. ($e < d_b$)

(بند ۱۰-۳-۱۰-۱۱ مبحث دهم)

الزامات لرزه‌ای تیرها

تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.

(بند ۱۰-۳-۱۰-۲ و ۱۰-۳-۱۱-۱ مبحث دهم)



نیروهای طراحی ستون‌ها، وصله ستون‌ها و کف‌ستون‌ها

کلیه ستون‌ها، وصله ستون‌ها و کف‌ستون‌ها باید قادر به تحمل:

بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی

محوری، نیروی برشی و لنگرهای خمشی به

طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف

باشند.



(بند ۱۰-۳-۵ از مبحث دهم)

- ۱) $1/4 D$
- ۲) $1/2 D + 1/6 L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1/2 D + 1/6 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0/5 (1/4 W)]$
- ۴) $1/2 D + 1/10 (1/4 W) + L + 0/5 (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2 D + 1/10 E + L + 0/2 S$
- ۶) $0/9 D + 1/10 (1/4 W)$
- ۷) $0/9 D + 1/10 E$





نیروهای طراحی ستون‌ها، وصله ستون‌ها و کف‌ستون‌ها

ستون‌ها، وصله ستون‌ها و کف‌ستون‌ها در دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل:

بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.

تبصره ۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.



ضوابط اختصاصی قاب مهاربندی شده همگرای ویژه



همگرای ویژه: نیروهای طراحی ستون‌ها، تیرها و اتصالات آنها

مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند.

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $F_{cre} A_g / 1.4$ می‌باشد.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $F_{cre} A_g / 1.4 \times 0.3$ می‌باشد.

(بند ۱۰-۳-۱۱-۲ مبحث دهم)

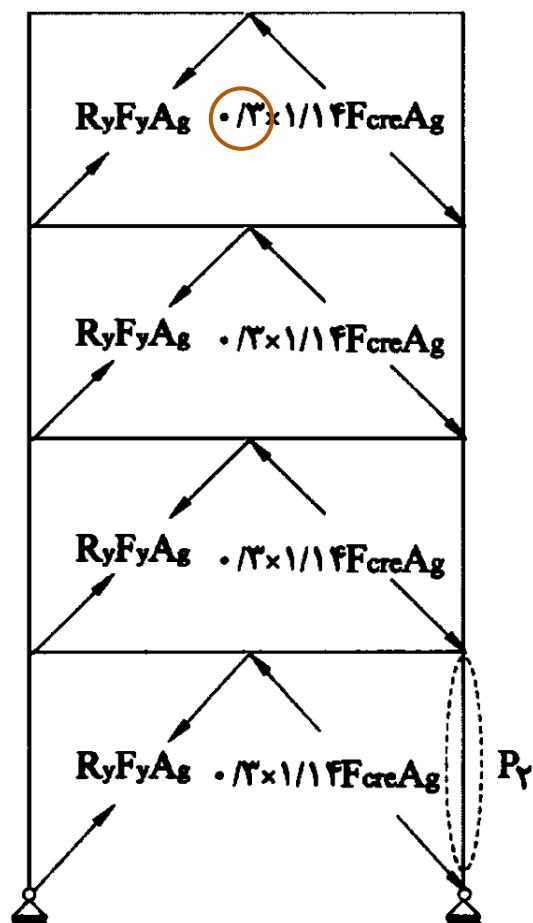
F_{cre} : تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش با لحاظ $R_y F_y$ بجای F_y

همگرای ویژه: نیروهای طراحی ستون‌ها، تیرها و اتصالات آنها

ستون‌ها، تیرها و اتصالات آنها در دهانه مهاربندی باید قادر به تحمل:

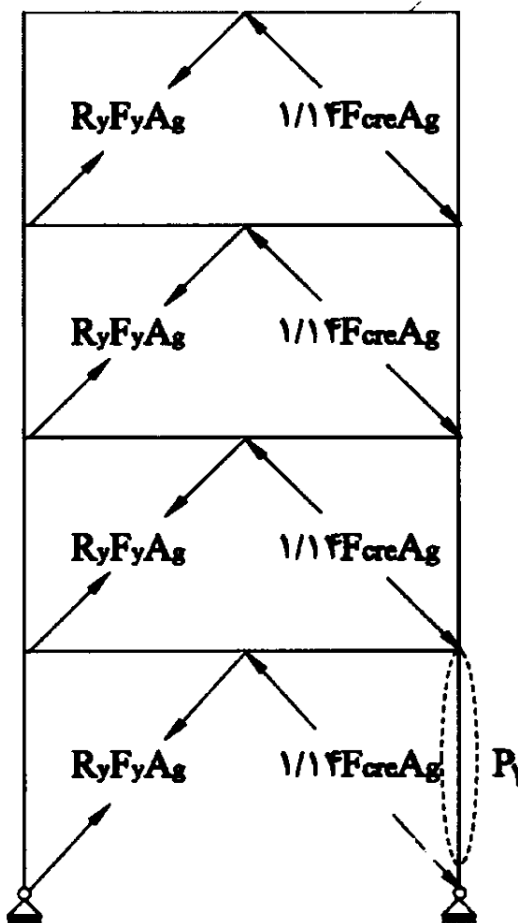
مقاومت‌های مورد انتظار مهاربند کششی $(R_y F_y A_g)$ و مهاربند فشاری $(P_n = 1.14 F_{cre} A_g \text{ یا } 0.3 \times P_n)$ در ترکیب با بارهای ثقیلی (با ضرایب مربوط به ترکیب بارهای لرزه‌ای) باشند.

(بند ۱۰-۳-۱۱-۲ مبحث دهم)



تحلیل حالت (ب)

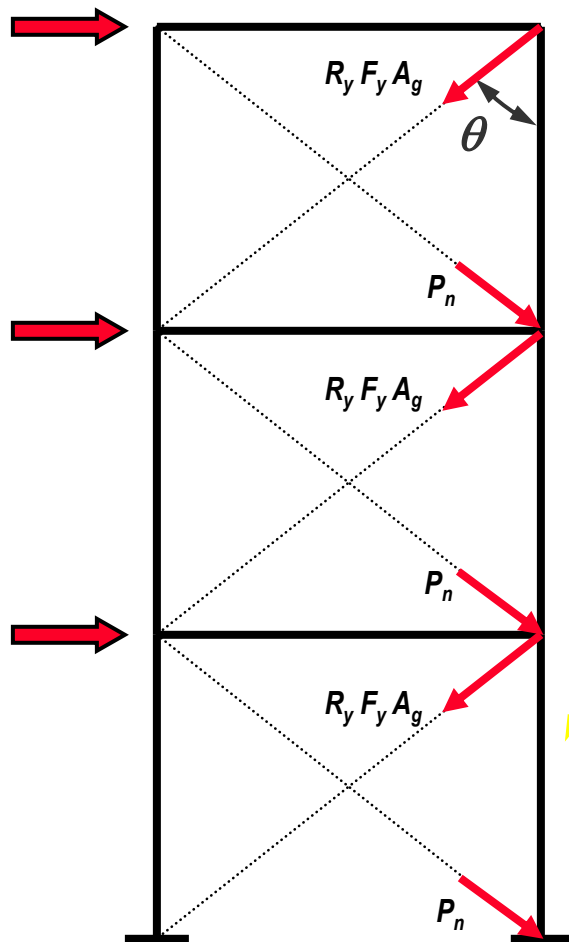
$$P_{col} = \max(P_1, P_2)$$



تحلیل حالت (الف)

F_{cre} : تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کماتش با لحاظ $R_y F_y$ بجای F_y

همگرای ویژه: مثال نیروهای طراحی ستون‌ها



حداکثر نیروی فشاری در ستون

$$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos \theta + \Sigma (P_n) \cos \theta]$$

$$+ P_{gravity-Heavy}$$

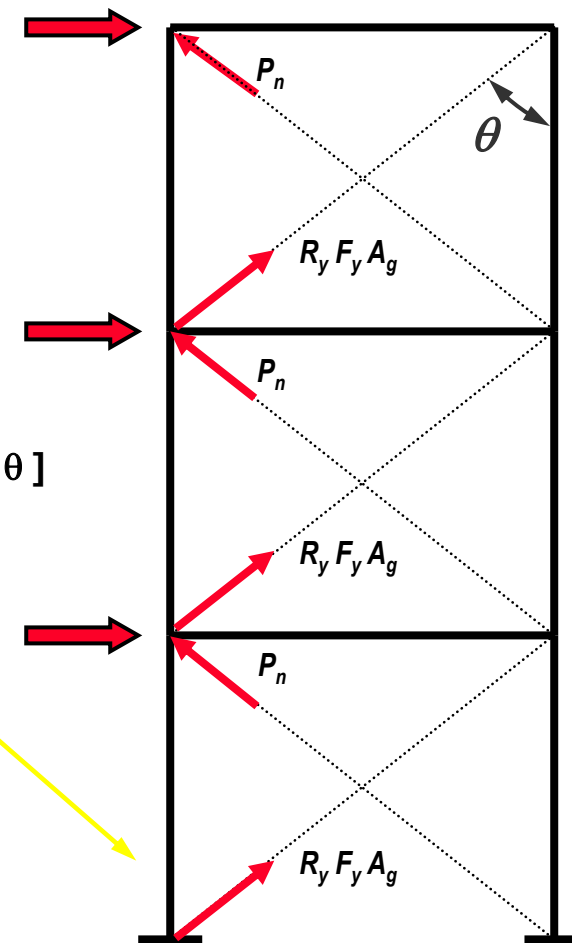
مهاربندهای کششی:

$$P = R_y F_y A_g$$

مهاربندهای فشاری:

$$P = P_n$$

$$P_n = 1.14 F_{cre} A_g$$



حداکثر نیروی کششی در ستون

$$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos \theta + \Sigma (P_n) \cos \theta]$$

$$- P_{gravity-Light}$$

مهاربندهای کششی:

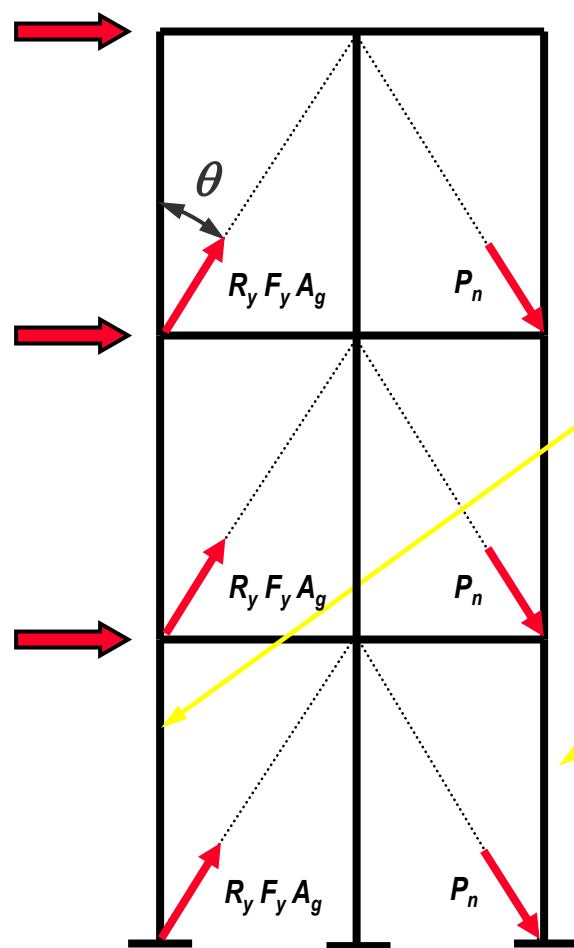
$$P = R_y F_y A_g$$

مهاربندهای فشاری:

$$P = P_n$$



همگرای ویژه: مثال نیروهای طراحی ستون‌ها

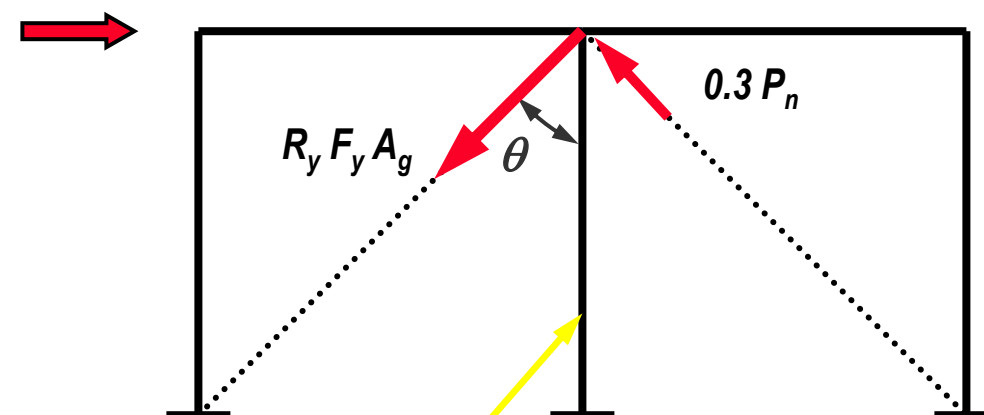


حداکثر نیروی کششی در ستون

$$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos \theta] + P_{gravity-Light}$$

حداکثر نیروی فشاری در ستون

$$[\Sigma (P_n) \cos \theta] + P_{gravity-Heavy}$$



حداکثر نیروی فشاری در ستون

$$(R_y F_y A_g) \cos \theta - (0.3 P_n) \cos \theta + P_{gravity-Heavy}$$

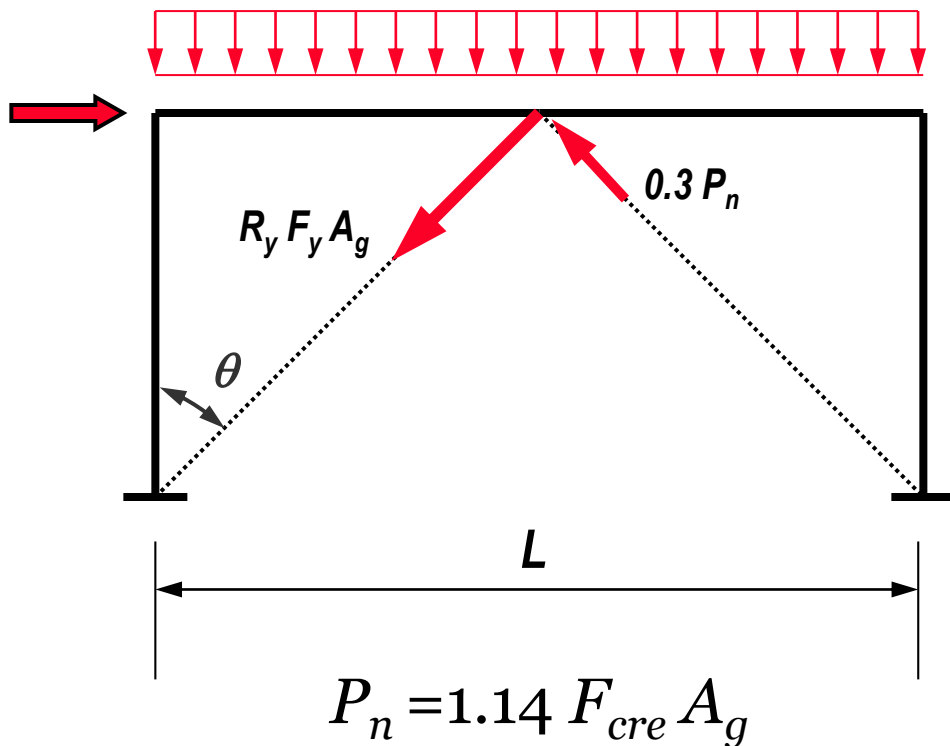
$$P_n = 1.14 F_{cre} A_g$$



همگرای ویژه: مثال نیروهای طراحی تیر در مهاربندی ۷ و ۸

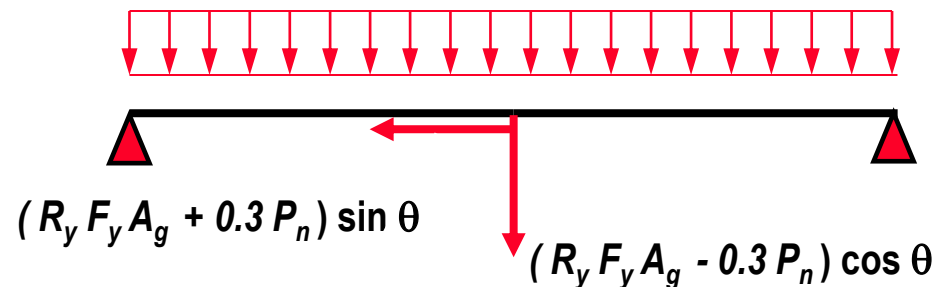
تیرهای دهانه‌های مهاربندی ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون‌ها باید قادر به تحمل:

$$W_G = (1.2 + 0.6AI) D + (1.0 \text{ or } 0.5)L + 0.2S$$



نیروهای نامتعادل ناشی از تفاوت مقاومت کششی مورد انتظار مهاربند کششی با مقاومت فشاری پس کمانشی مهاربند فشاری در ترکیب با بارهای ثقلی (با ضرایب مربوط به ترکیب بارهای لرزه‌ای)

$$W_G = (1.2 + 0.6AI) D + (1.0 \text{ or } 0.5)L + 0.2S$$

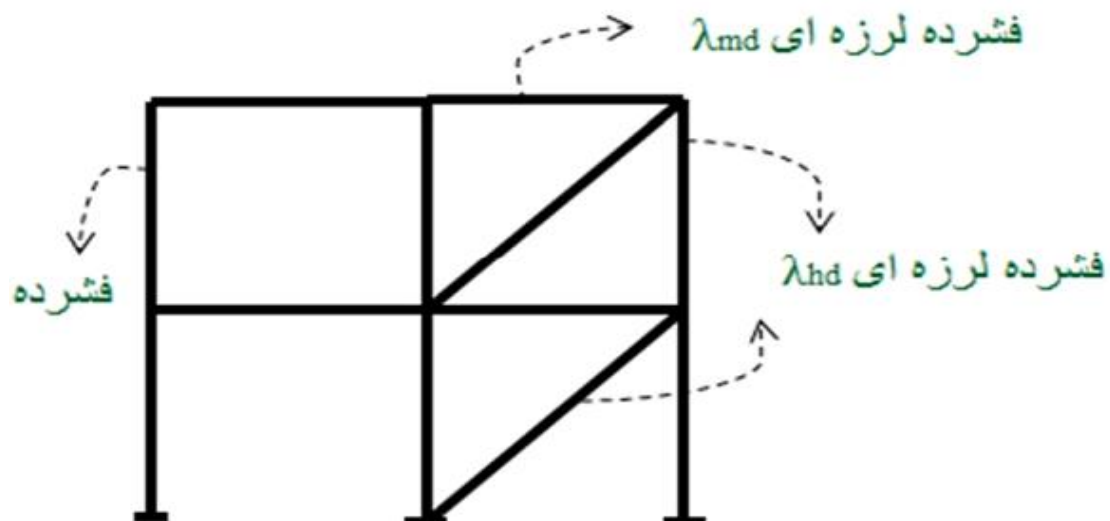


همگرای ویژه: الزامات فشردگی اعضای قاب

اجزای مقاطع مهاربندی‌ها و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی: فشرده لرزه‌ای زیاد λ_{hd}

اجزای مقاطع تیرهای دهانه‌های مهاربندی: فشرده لرزه‌ای متوسط λ_{md}

مقاطع بقیه ستون‌ها: فشرده



(بند ۱۰-۳-۱۱-۱ مبحث دهم)

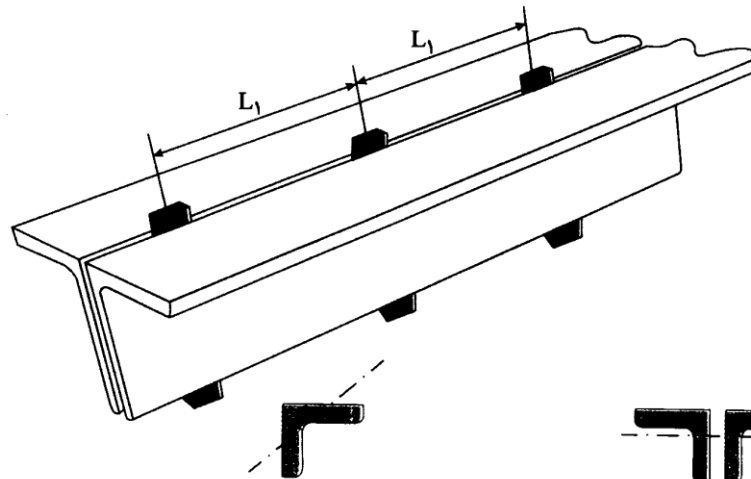
همگرای ویژه: ضریب لاغری مهاربند



ضریب لاغری حداکثر مهاربند $\left(\frac{KL}{r}\right)$ نباید از ۲۰۰ تجاوز کند.
(در مورد هر عضو فشاری این ضابطه برقرار است)

در مهاربندهای مرکب از دو نیمرخ، فواصل
لقمه‌ها باید رابطه زیر را برآورده کنند:

$$\frac{L_1}{r_i} \leq 0.4 \left(\frac{KL}{r}\right)_{max} \quad (\text{بند ۱۰-۳-۱۱-۱ مبحث دهم})$$



محور شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ



محور شعاع ژیراسیون حداقل مقطع مرکب

$$\frac{L_1}{r_i} \leq \frac{3}{4} \lambda_{max} \quad (\text{بند ۱۰-۲-۴-۷-۲ مبحث دهم})$$

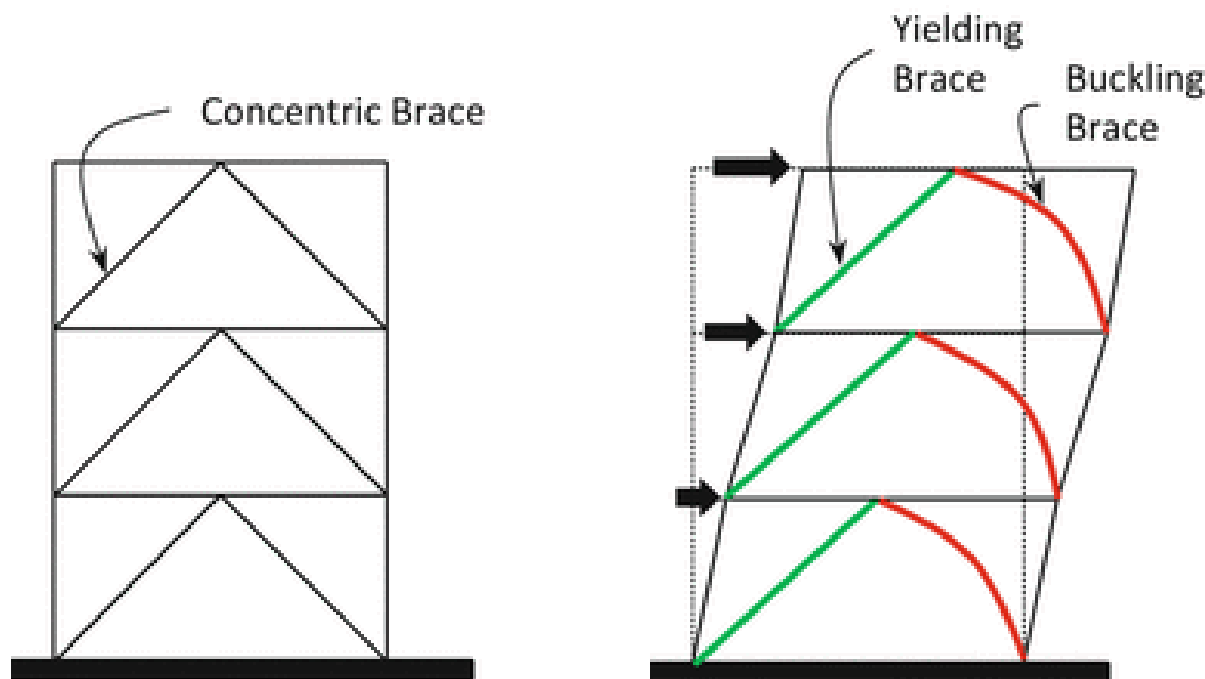
در مورد اعضای فشاری غیر باربر لرزه‌ای:

r_i : شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ

همگرای ویژه: نواحی حفاظت شده

کل طول مهاربند، ناحیه حفاظت شده است.

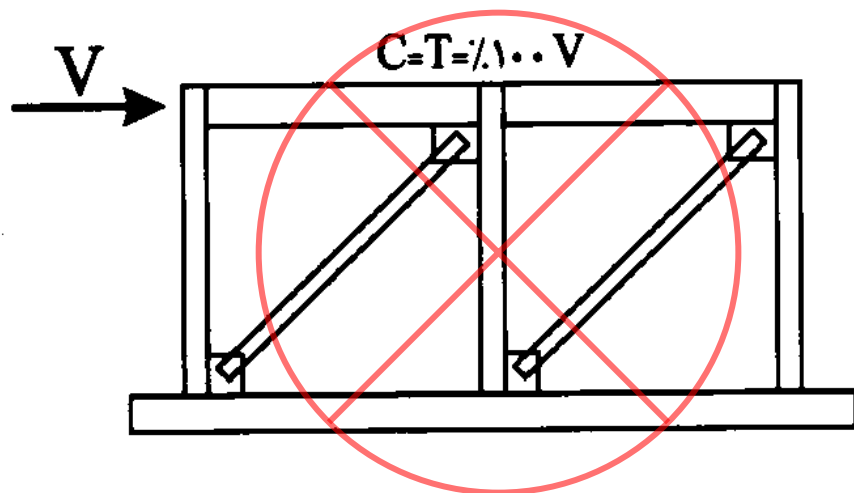
تبصره: در مهاربند ضربدري، فاصله بين انتهای اتصال در محل ضربدري تا انتهای عضو مهاربندی، ناحیه حفاظت شده است.



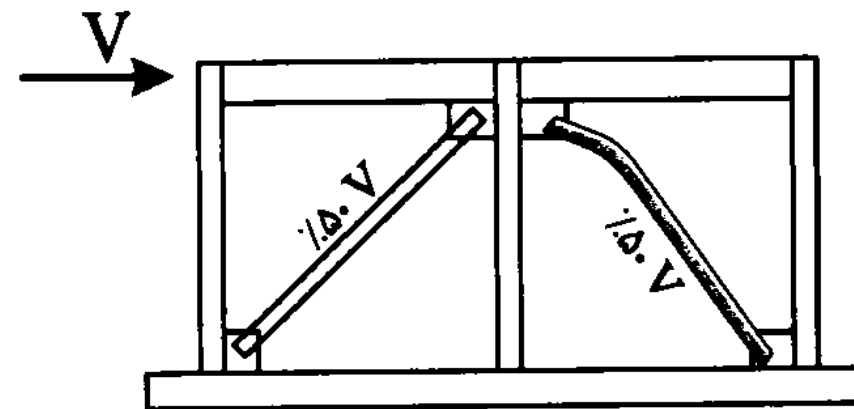
همگرای ویژه: توزیع نیروهای جانبی بین حالات فشاری و کششی مهاربند

برای مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه، حداقل ۳۰٪ و حداکثر ۷۰٪ نیروی جانبی توسط کشش تحمل شود.

(بند ۱۰-۳-۱۱-۱ مبحث دهم)

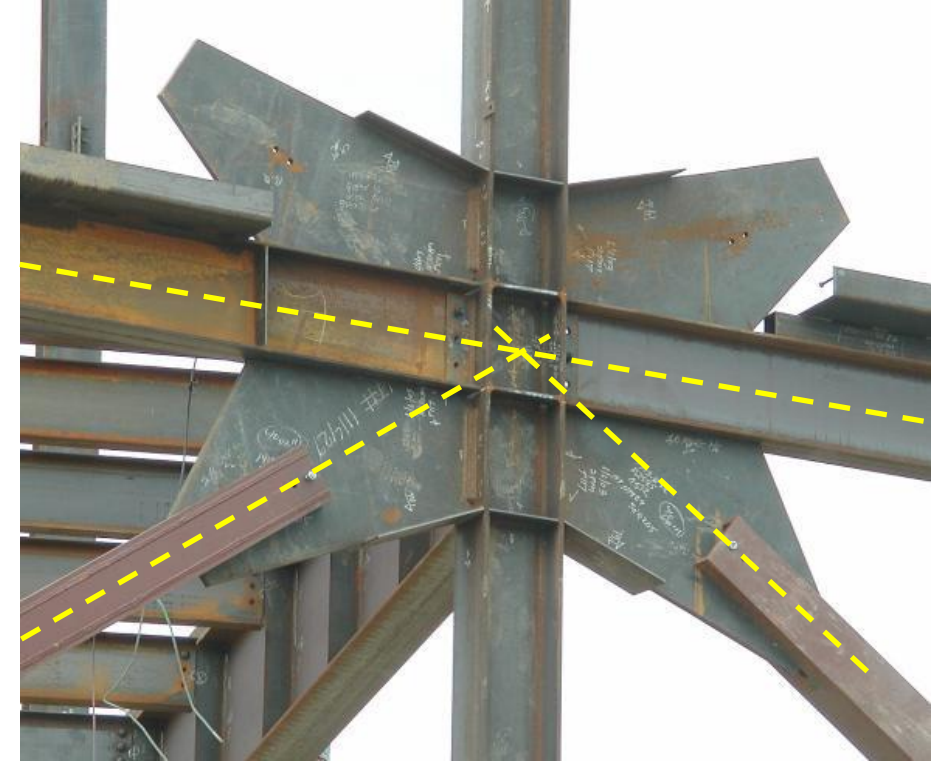


ب) ۱۰۰٪ در کشش (یا فشار) - نامناسب



الف) ۵۰٪ در کشش (یا فشار) - مناسب

همگرایی ویژه: طراحی اتصالات مهاربندها





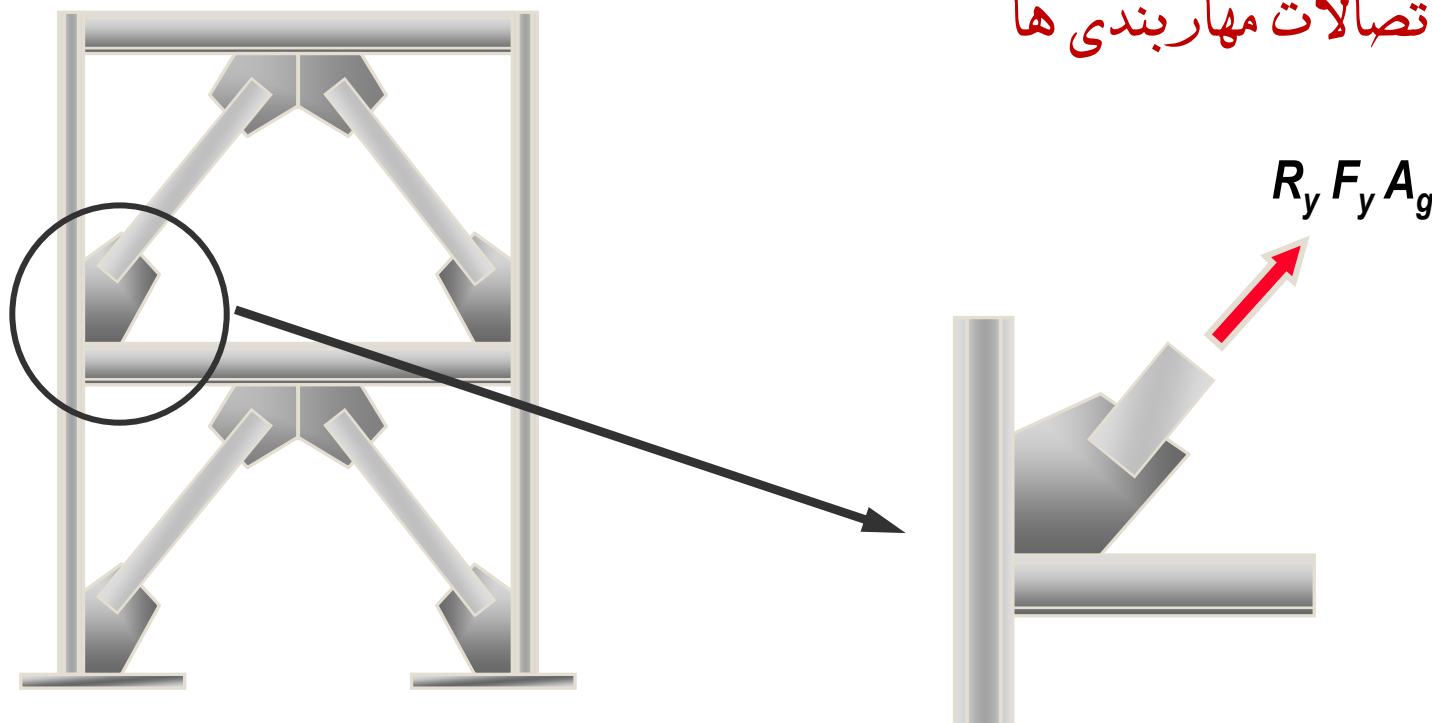
همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

مقاومت اتصالات مهاربندی ها و نیز اتصال تیر به ستون در مسیر باربری لرزه ای باید تمام حالات (الف)، (ب) و (پ) زیر را برآورده کند:

(بند ۱۰-۳-۱۱-۳ مبحث دهم)

الف) مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها

$$P_u = R_y F_y A_g$$





همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

الف) مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها

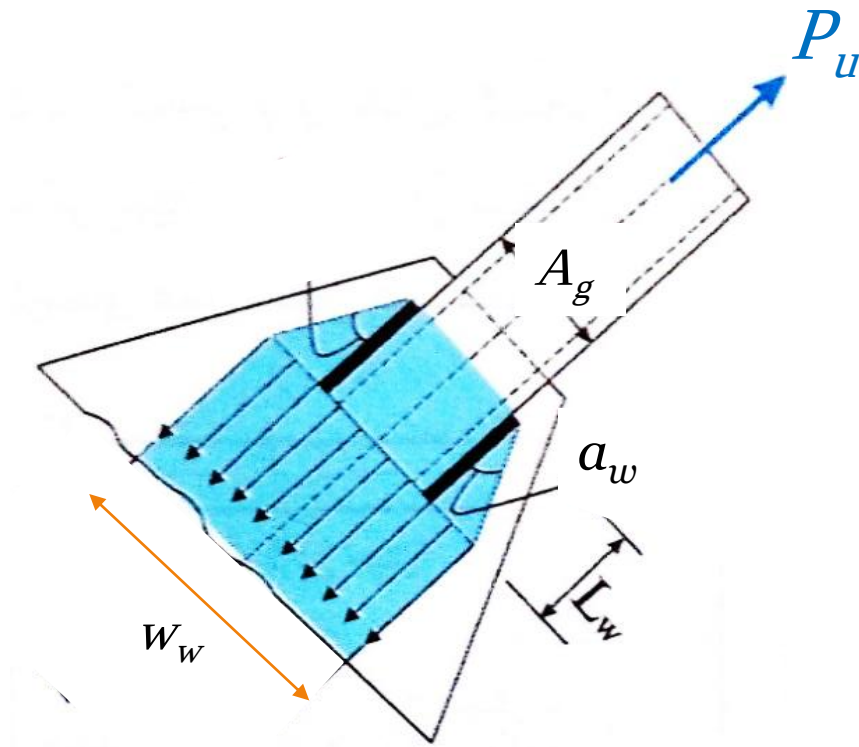
$$P_u = R_y F_y A_g$$

- مقاومت تسلیم کششی ورق اتصال (در مقطع ویتور):

$$\varphi F_{yp} t_p w_w \geq P_u \quad \varphi = 0.9 \quad \Rightarrow \quad t_p \geq \frac{R_y F_y A_g}{0.9 F_{yp} w_w}$$

- مقاومت جوش اتصال مهاربند به ورق اتصال:

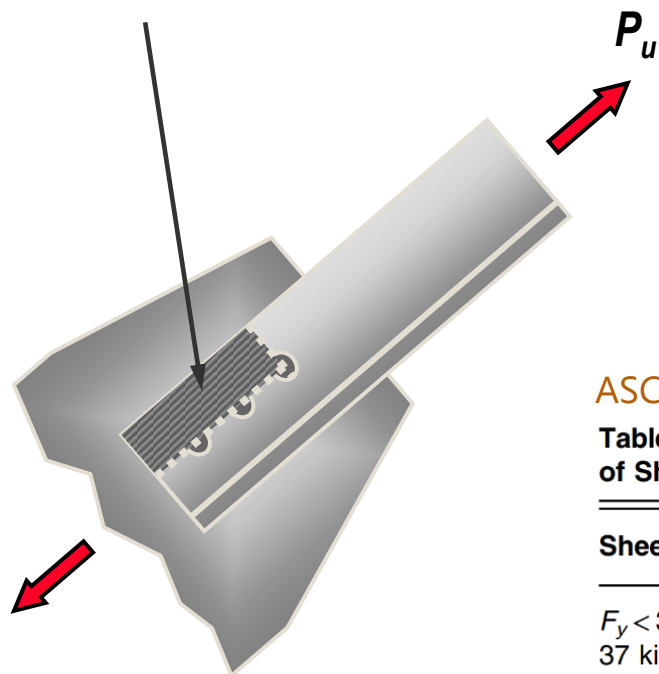
$$\varphi \beta F_{nw} A_{we} \geq P_u \quad \Rightarrow \quad L_w \geq \frac{R_y F_y A_g}{\varphi \beta \times 0.6 F_{uw} (0.707 a_w)}$$



همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

– مقاومت برش قالبی عضو مهاربند در محل اتصال پیچی به ورق اتصال

$$\phi P_n = (0.75) \left[U_{bs} A_{nt} R_t F_u + \text{lesser of} \left\{ \begin{array}{l} 0.6 A_{nv} R_t F_u \\ 0.6 A_{gv} R_y F_y \end{array} \right\} \right]$$



الف) مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها

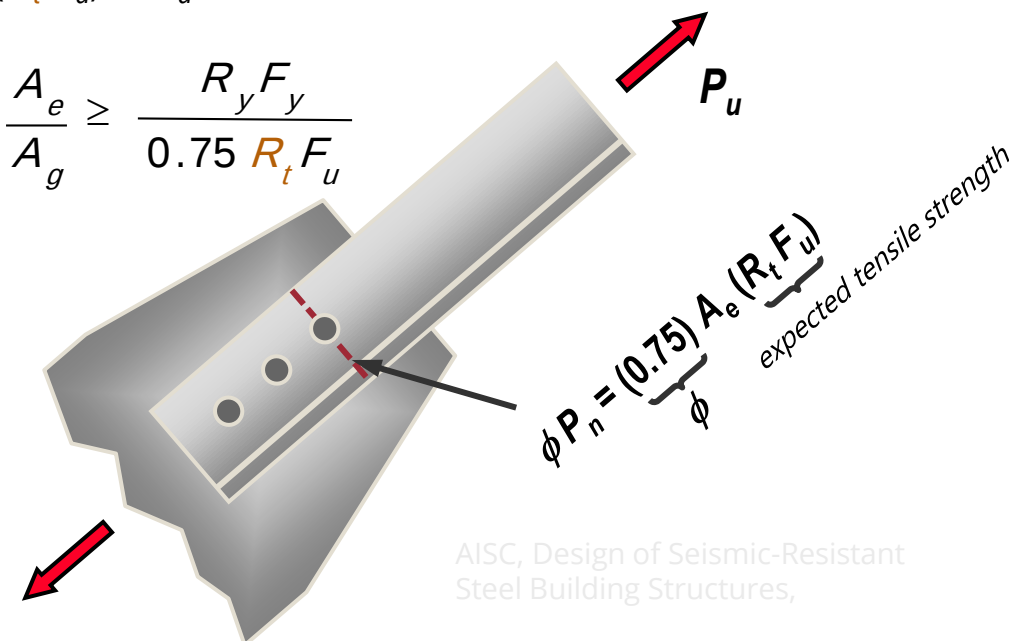
$$P_u = R_y F_y A_g$$

– مقاومت گسیختگی مهاربند در محل اتصال پیچی به ورق اتصال

$$\phi A_e (R_t F_u) \geq P_u$$

$$\phi = 0.75$$

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{R_y F_y}{0.75 R_t F_u}$$



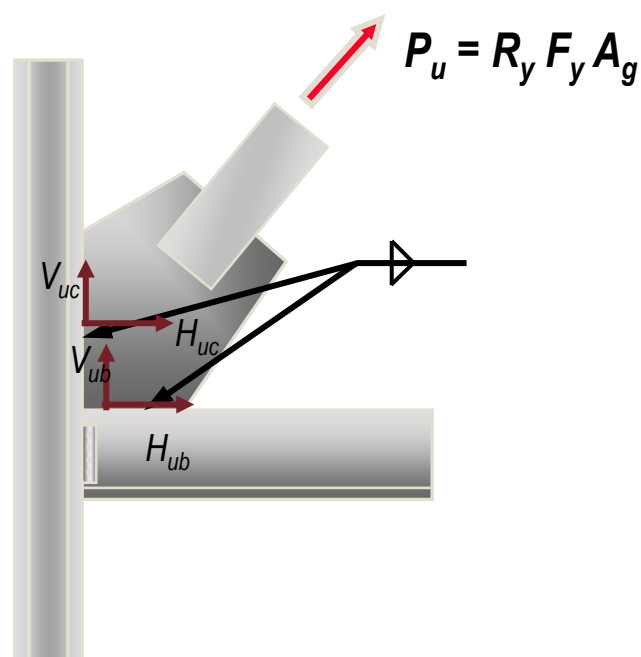
ASCE_SEI 41-17

Table 9-4. Multipliers for Expected Yield and Tensile Stress of Sheet and Strip Steel used in Cold-Formed Steel

Sheet and Strip Steel ^a	R_y	R_t
$F_y < 37 \text{ kip/in.}^2$	1.5	1.2
$37 \text{ kip/in.}^2 < F_y < 40 \text{ kip/in.}^2$	1.4	1.1
$40 \text{ kip/in.}^2 < F_y < 50 \text{ kip/in.}^2$	1.3	1.1
$F_y > 50 \text{ kip/in.}^2$	1.1	1.1

همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

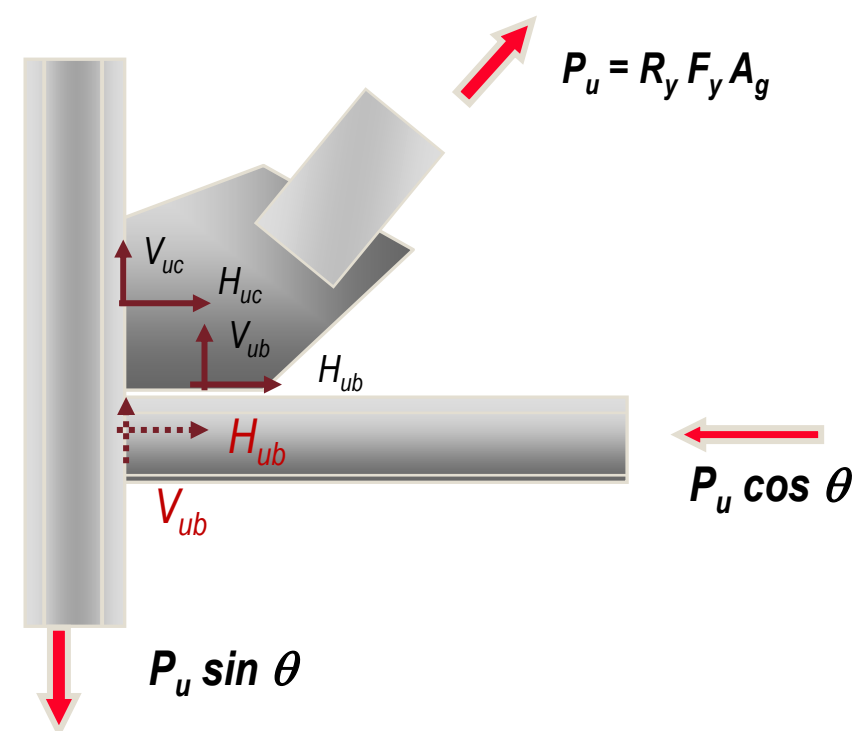
– مقاومت جوش (یا پیچ) اتصال دهنده ورق
اتصال به تیر یا ستون



الف) مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها

$$P_u = R_y F_y A_g$$

– مقاومت اتصال تیر به ستون



همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

ب) مقاومت فشاری مورد نیاز اتصالات مهاربندی ها

$$P_u = 1.1 \times 1.14 F_{cre} A_g$$

(بند ۱۰-۳-۱۱-۳ مبحث دهم)

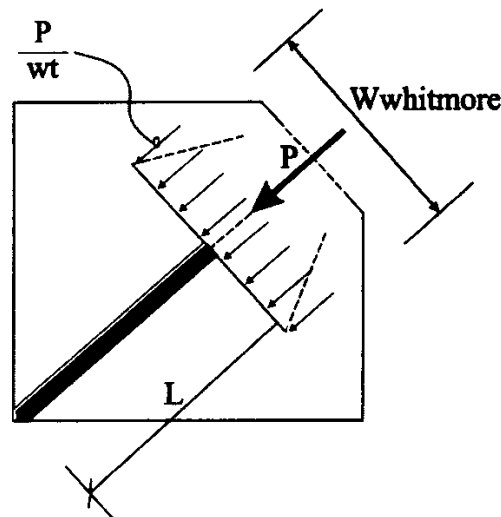
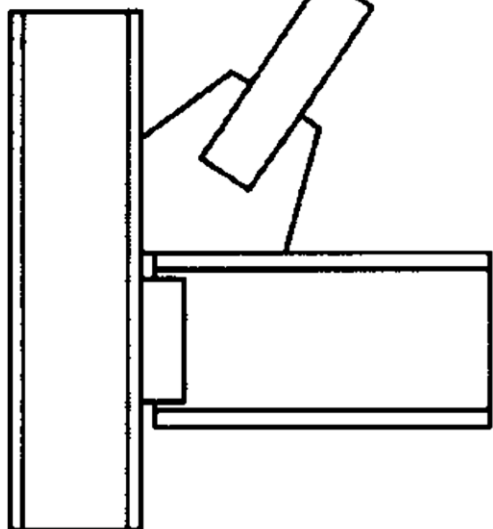
- مقاومت فشاری ورق اتصال (در مقطع ویتمور):

$$\phi W_w t_p F_{cr-p} \geq P_u$$

F_{cre} : تنش فشاری کمانش مهاربند با
 لحاظ $R_y F_y$ بجای F_y

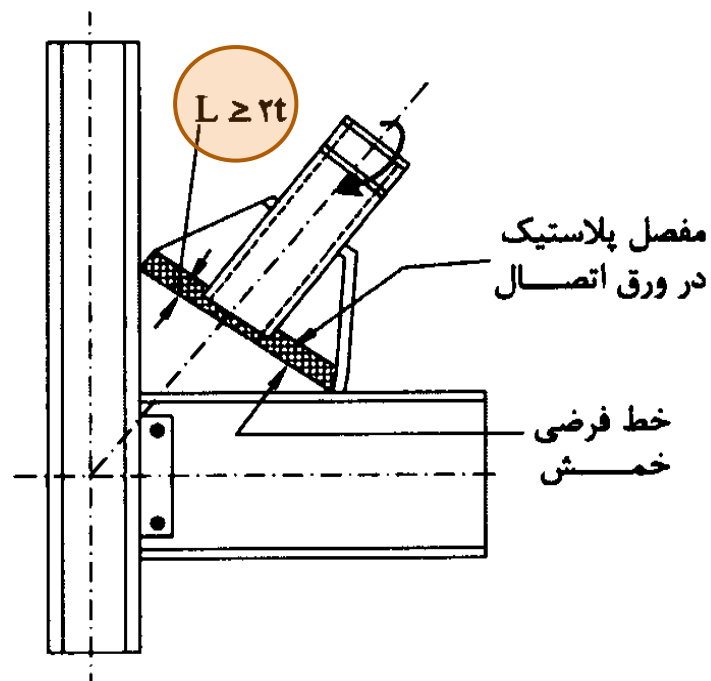
F_{cr-p} : تنش فشاری کمانش ورق با
 عرض واحد (با لاغری $kL/(t_p/\sqrt{12})$)

$$1/1 \times 1/14 F_{cre} A_g$$

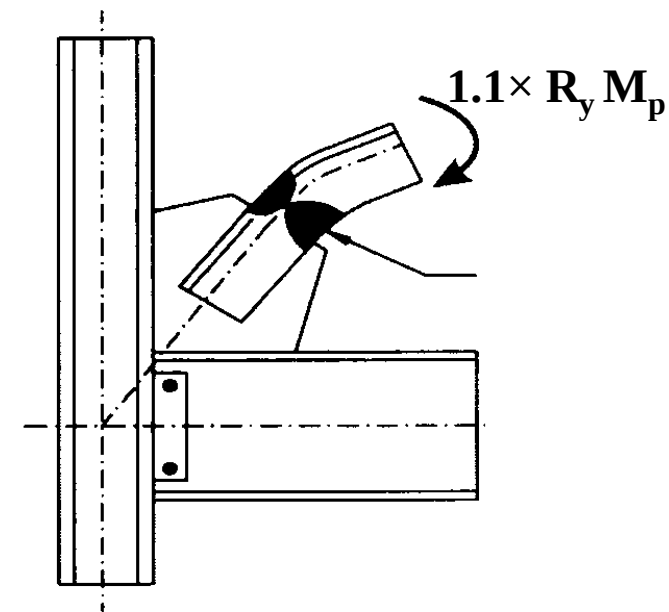


همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

پ) سازگاری با کمانش مهاربند با برآوردن یکی از دو وضعیت زیر: (بند ۱۰-۳-۱۱-۳ مبحث دهم)



۲) اتصال دارای سازگاری با دوران غیرالاستیک ناشی از کمانش خارج صفحه مهاربند



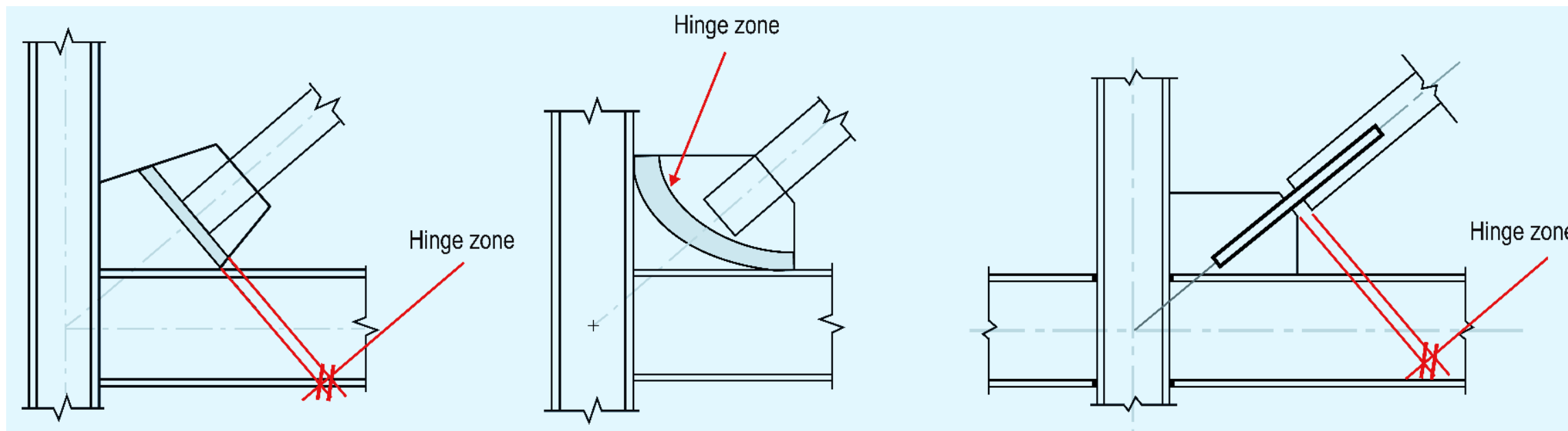
۱) اتصال دارای مقاومت خمشی به میزان $1.1 \times R_y M_p$

(M_p : گشتاور پلاستیک مهاربند حول محور بحرانی کمانش)

همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

پ) سازگاری با کمانش بادبند

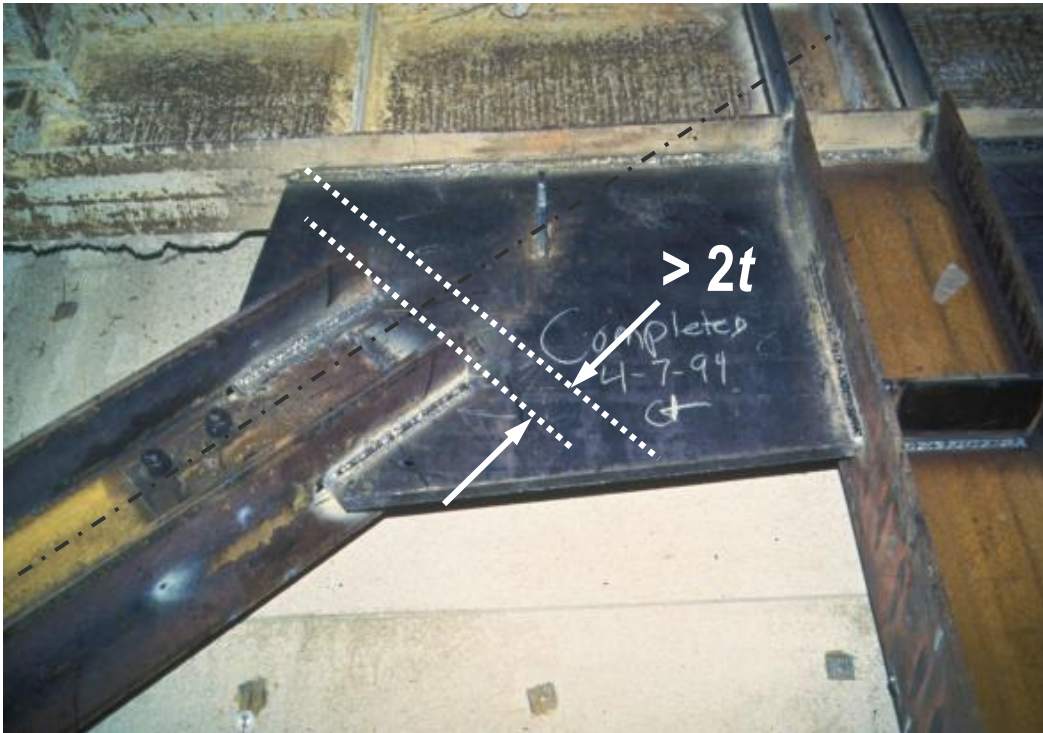
Ref: NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8



انواع اتصالات دارای سازگاری با دوران غیرالاستیک ناشی از کمانش خارج صفحه مهاربند

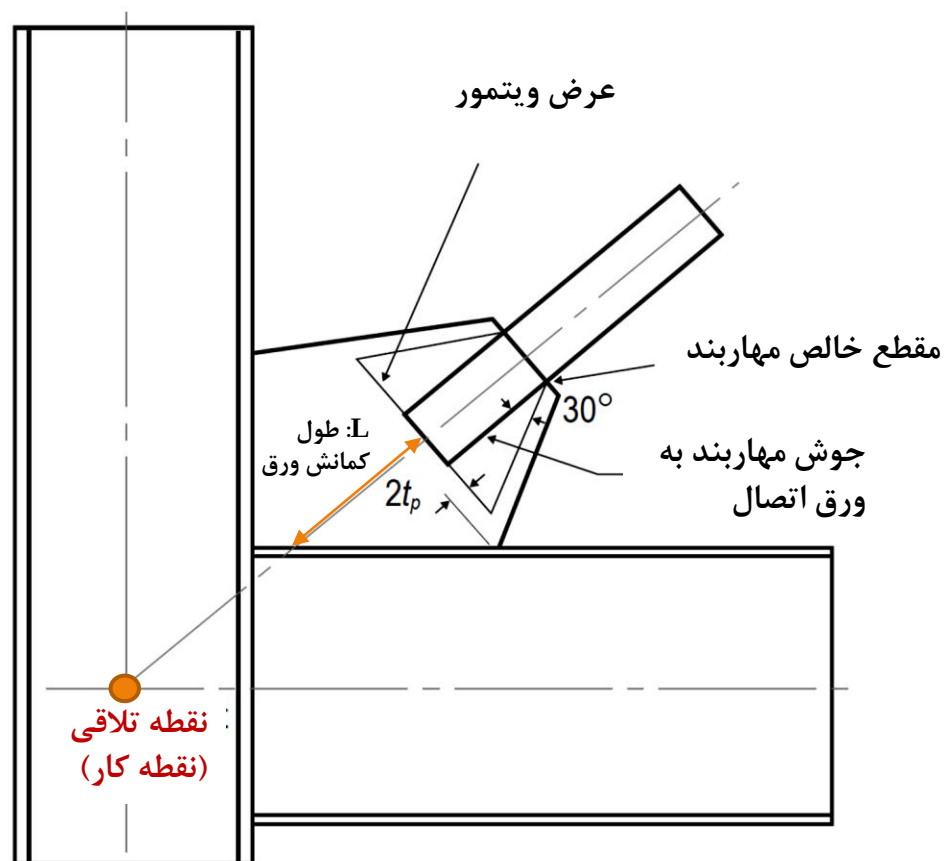
همگرایی ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

پ) سازگاری با کمانش بادبند

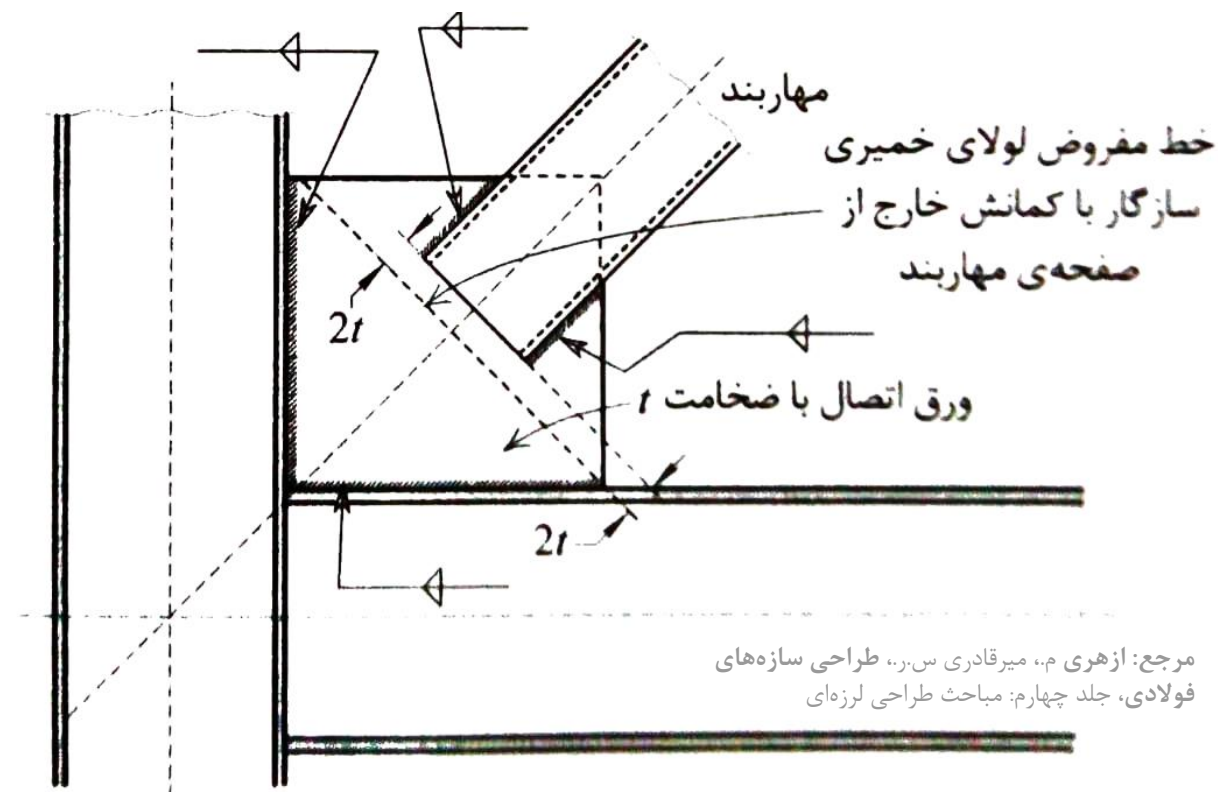


همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

هندسه ورق اتصال



ورق اتصال با مقطع متغیر



ورق اتصال مستطیلی

همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

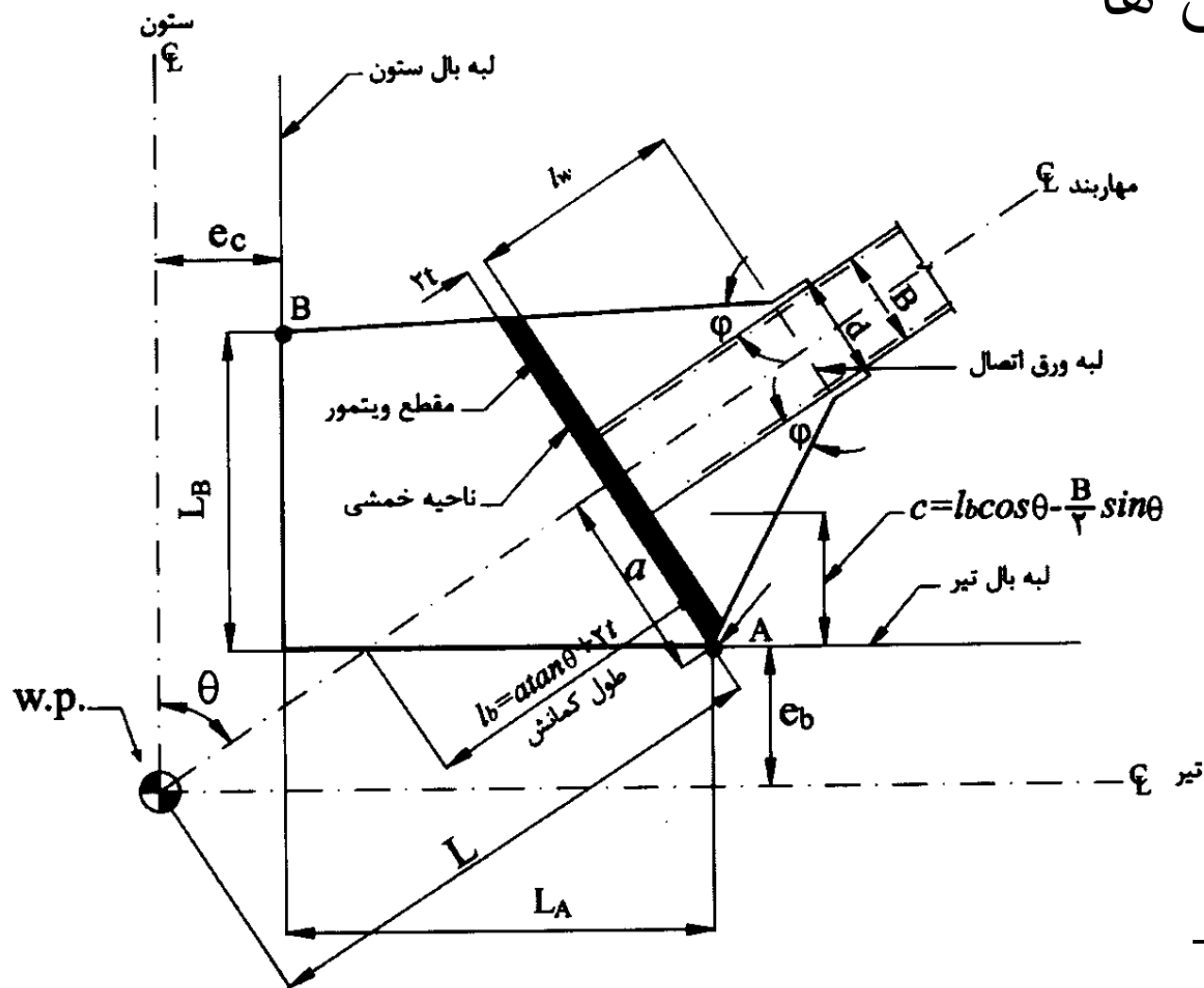
هندسه ورق اتصال با رعایت فاصله $2t$
(براساس پیشنهاد دکتر آستانه اصل):

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2t)\tan\phi$$

$$L = \sqrt{(e_b \tan\theta + a \sin\theta \tan\theta)^2 + (e_b + a \sin\theta)^2}$$

$$L_A = \frac{a}{\cos\theta} + e_b \tan\theta - e_c$$

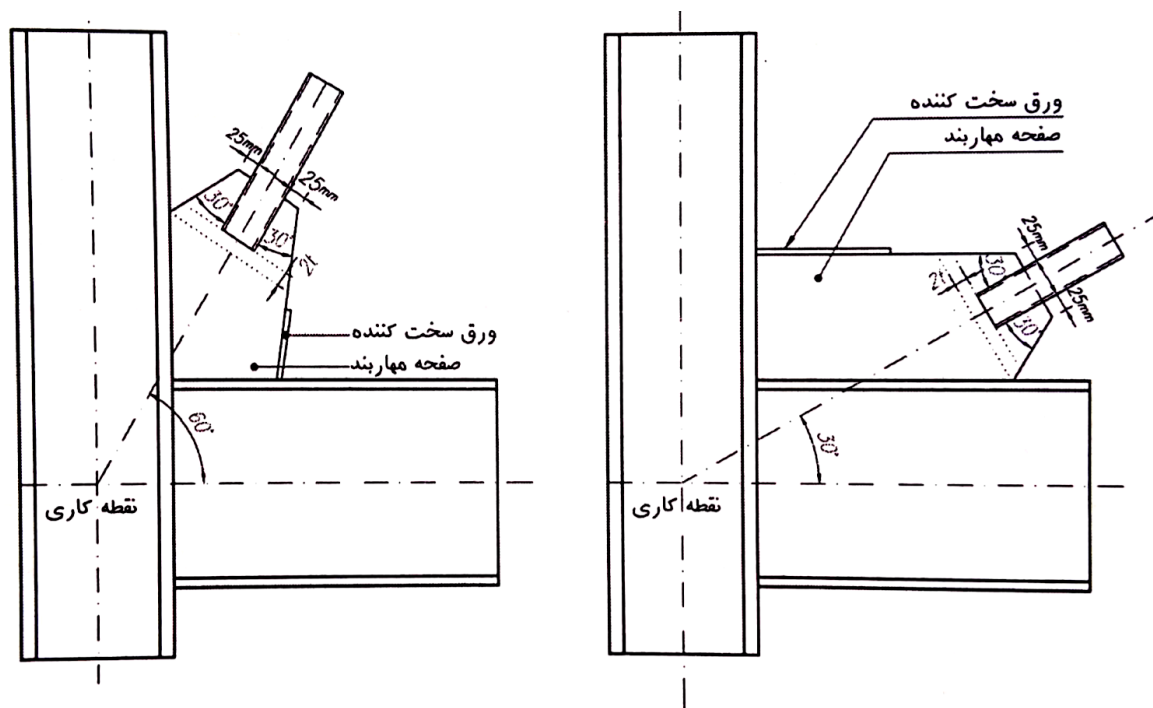
$$L_B = (L + l_w + 2t)\cos\theta + \frac{d}{2}\sin\theta - e_b - \left[(L + l_w + 2t)\sin\theta - \frac{d}{2}\cos\theta - e_c \right] \tan(90 - \theta - \phi)$$



همگرای ویژه: طراحی اتصالات مهاربندی ها

تقویت ورق اتصال با سخت کننده، در برابر
نیروی فشاری مهاربند

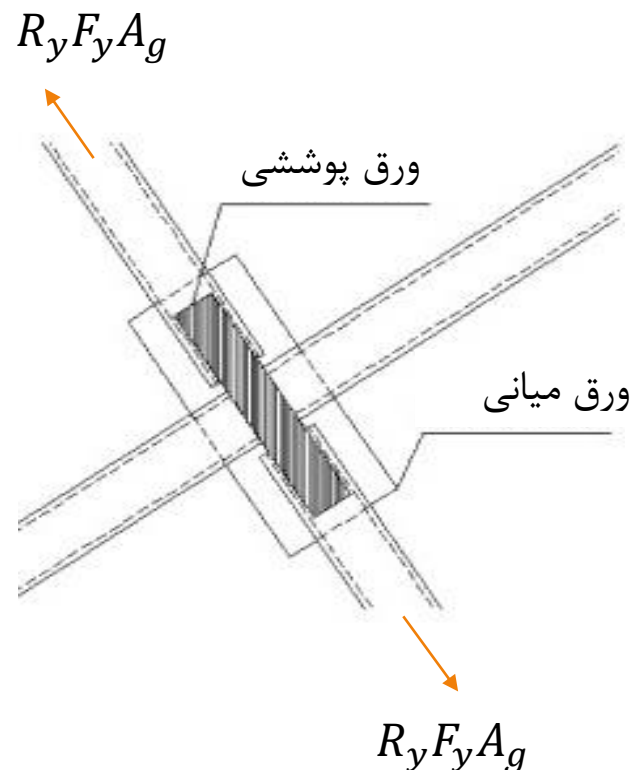
سخت کننده ها نباید در ناحیه مفصل پلاستیک
ورق اتصال قرار گیرند.



$$\phi P_n \geq 1.1 \times 1.14 F_{cre} A_g$$

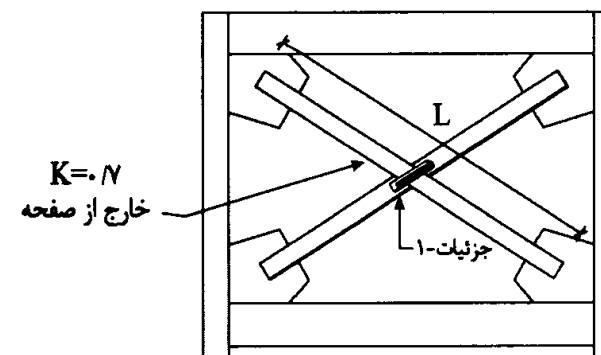
همگرای ویژه: طراحی ورق میانی مهاربندهای ضربداری

مقاومت ورق میانی و جوش های آن برای اتصال دو قسمت جدا شده مهاربند ضربداری:



مقاومت طراحی تسلیم ورق میانی و مقاومت طراحی جوش باید بیشتر یا مساوی نیروی کششی در مهاربند به میزان $R_y F_y A_g$ باشد.

استفاده از ورق پوششی، هرچند الزامی نیست، اما می تواند در بهبود عملکرد مهاربند در کمانش فشاری موثر باشد.





ضوابط اختصاصی قاب مهاربندی شده همگرای معمولی

محدودیت‌های قاب مهاربندی همگرای معمولی

ارتفاع حداکثر ساختمان‌ها با سیستم قاب ساختمانی و مهاربند همگرای معمولی به ۱۵ متر محدود می‌شود. (بند ۳-۳-۵-۱ آیین نامه ۲۸۰۰)

با توجه به ضریب رفتار و در نتیجه میزان فولاد مصرفی در اسکلت و پی، هزینه تمام شده ساختمان‌های چندطبقه با مهاربند همگرای معمولی غالباً از مهاربند همگرای ویژه بیشتر است.

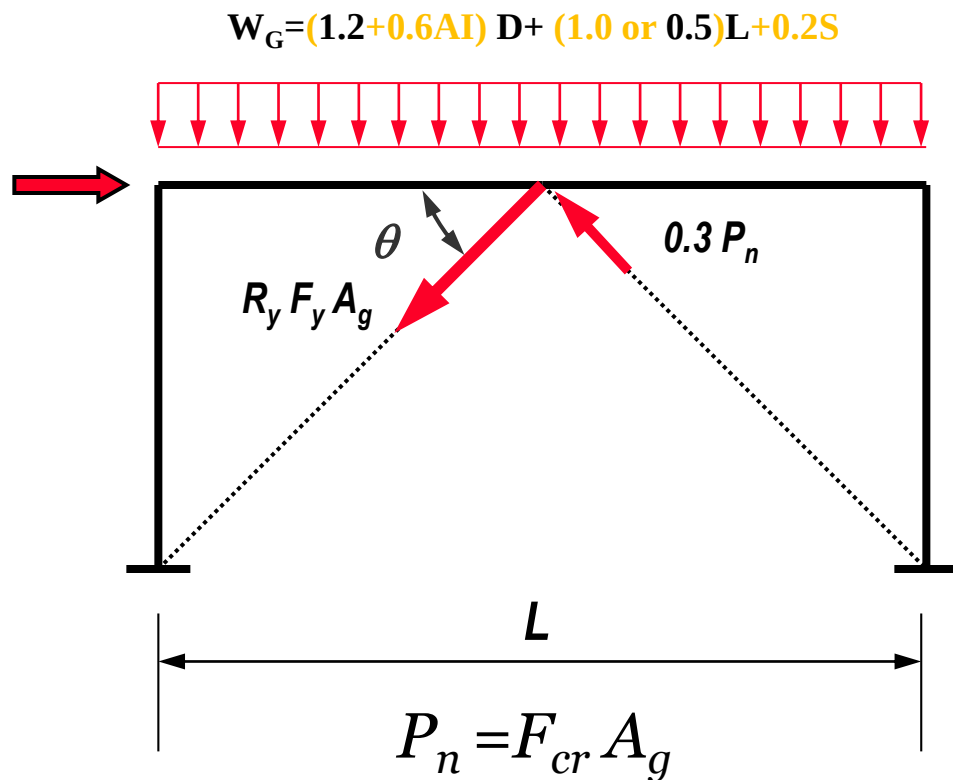


همگرای معمولی: نیروهای نامتعادل تیر در مهاربندی ۷ و ۸

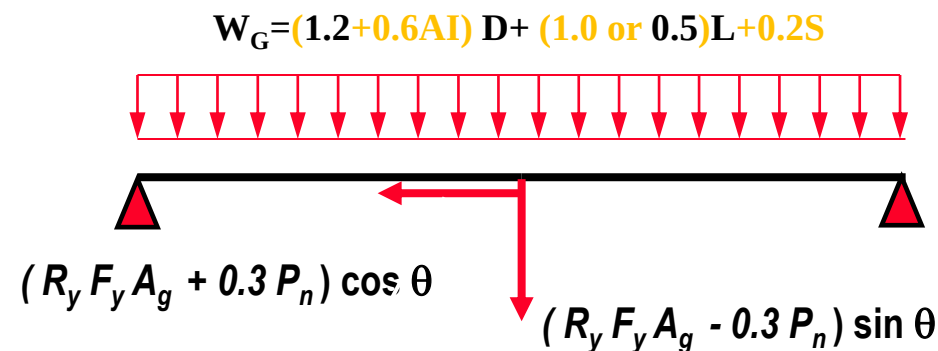
تیرهای دهانه‌های مهاربندی ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون‌ها باید قادر به تحمل:

نیروهای نامتعادل ناشی از تفاوت مقاومت کششی مورد انتظار یا نیروی حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربند کششی (هر کدام کمتر بود) با مقاومت فشاری پس کمانشی مهاربند فشاری (در ترکیب با بارهای ثقیلی

(بند ۱۰-۳-۱۰-۲ مبحث دهم)



F_{cr} : تنش فشاری کمانش

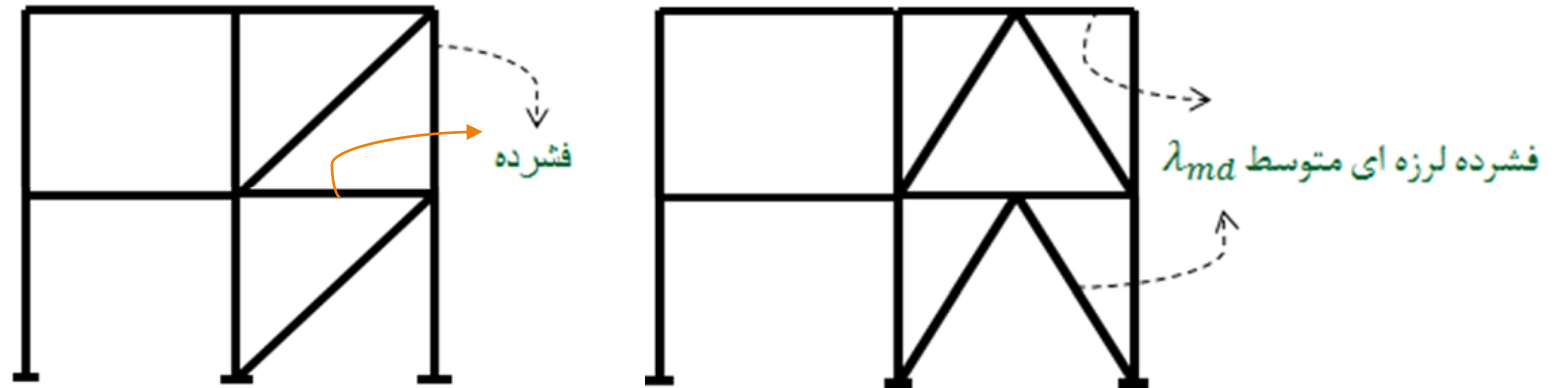




همگرای معمولی: الزامات فشردگی اعضای قاب

مقاطع کلیه ستون‌ها و تیرهای دهانه‌های مهاربندی قطری و ضربدری: فشرده

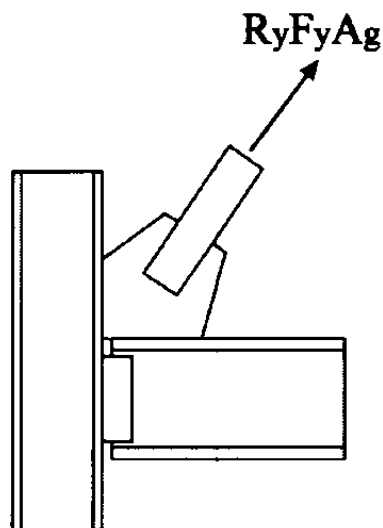
اجزای مقاطع مهاربندی‌ها و تیرهای دهانه‌های مهاربندی ۷ و ۸: فشرده لرزه‌ای متوسط λ_{md}



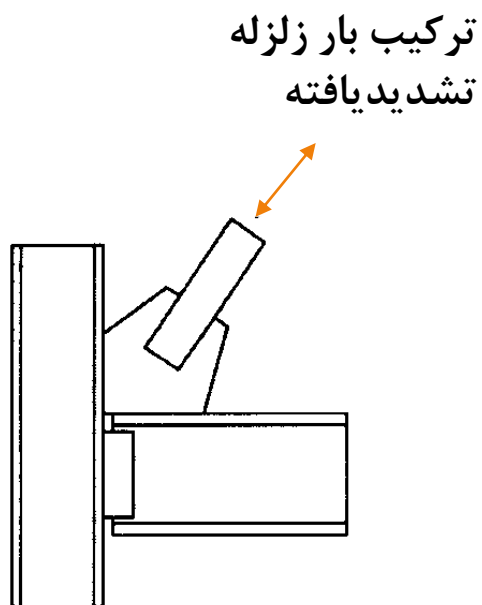
(بند ۱۰-۳-۱۰-۱ مبحث دهم)

همگرای معمولی: طراحی اتصالات مهاربندها

مقاومت اتصال مهاربندها به تیر و ستون نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) زیر کمتر باشد:



الف) نیروی کششی در مهاربند به میزان $R_y F_y A_g$



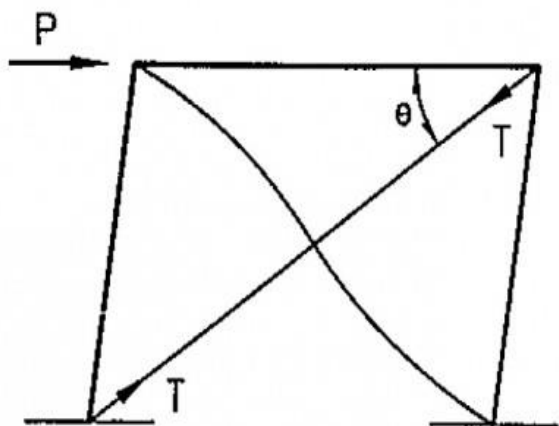
ب) نیروی محوری (اعم از کششی و فشاری) در مهاربند حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

همگرای معمولی: اجازه طراحی به صورت "کششی تنها"

طراحی مهاربندهای **قطری** و **ضربدری** در قاب‌های مهاربندی همگرای معمولی به

صورت کششی تنها نیز مجاز است.

(بند ۱۰-۳-۱۰-۱ مبحث دهم)



$$T = \frac{P}{\cos \theta}$$

در عملکرد "کششی تنها" (برخلاف عملکرد "کششی-فشاری")، از اثر مهاربندهای تحت فشار صرف نظر شده و کل نیروی جانبی توسط مهاربندهای تحت کشش تحمل می‌شود. استفاده از این رویکرد در طراحی مهاربندهای دهانه‌های **بزرگ** می‌تواند منجر به طراحی اقتصادی‌تر گردد.